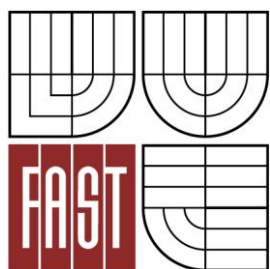




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH DESKOVÉHO MOSTU

DESIGN OF A SLAB BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

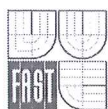
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MARTIN STRACHOŇ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

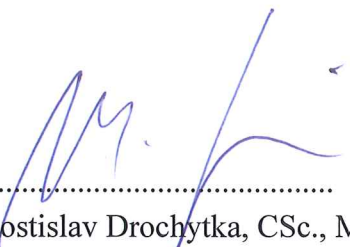
ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Martin Strachoň
Název	Návrh deskového mostu
Vedoucí bakalářské práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2013
Datum odevzdání bakalářské práce	30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013


.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu




.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

1. Příčný řez
2. Podélný řez

ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla

ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty

Literatura doporučená vedoucím bakalářské práce.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Z předběžného návrhu možných typů mostních konstrukcí preferujte deskovou konstrukci o jednom poli.

V práci se zaměřte především na návrh nosné konstrukce mostu bez uvažování fázované výstavby.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího bakalářské práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1) Použité podklady, studie návrhu mostu

P2) Statický výpočet

P3) Výkresová dokumentace

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě dle směrnic a na CD (1x).

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Tato práce se zabývá návrhem a řešením deskového mostu o jednom poli. První kapitola je věnována návrhu dvou variant mostu a výběru jedné z nich pro výpočet. Cílem této práce bylo navrhnout a posoudit nosnou konstrukci na základě mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti dle platných norem EN.

Klíčová slova

Deskový most, předpjatý beton, změny předpětí, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti.

Abstract

This thesis deals with the design and solution of a slab bridge structure. In first chapter are presented two options of bridge and one them is selected to next counting. The aim of this work was to design and evaluate the structure on the basis of ultimate limit states and serviceability limit states according to applicable EN standards.

Klíčová slova

Slab bridge, prestressed concrete, changes in prestressing, serviceability limit state, ultimate limit state.

Bibliografická citace VŠKP

Martin Strachoň *Návrh deskového mostu*. Brno, 2014. 74 s., 133 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 29.5.2014

.....
podpis autora
Martin Strachoně

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlášení:

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 30.5.2014

.....
podpis autora
Martin Strachoň



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

POPISNÝ SOUBOR ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

Autor práce Martin Strachoň

Škola Vysoké učení technické v Brně

Fakulta Stavební

Ústav Ústav betonových a zděných konstrukcí

Studijní obor 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby

Studijní program B3607 Stavební inženýrství

Název práce Návrh deskového mostu

Název práce v anglickém jazyce Design of a slab bridge

Typ práce Bakalářská práce

Přidělovaný titul Bc.

Jazyk práce Čeština

Datový formát elektronické verze

Anotace práce Tato práce se zabývá návrhem a řešením deskového mostu o jednom poli. První kapitola je věnována návrhu dvou variant mostu a výběru jedné z nich pro výpočet. Cílem této práce bylo navrhnout a posoudit nosnou konstrukci na základě mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti dle platných norem EN.

Anotace práce v anglickém jazyce This thesis deals with the design and solution of a slab bridge structure. In first chapter are presented two options of bridge and one them is selected to next counting. The aim of this work was to design and evaluate the structure on the basis of ultimate limit states and serviceability limit states according to applicable EN standards.

Klíčová slova Deskový most, předpjatý beton, změny předpětí, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti.

Klíčová slova v anglickém jazyce Slab bridge, prestressed concrete, changes in prestressing, serviceability limit state, ultimate limit state.

Poděkování:

Zde bych rád poděkoval svému vedoucímu, panu Ing. Radimovi Nečasovi, Ph.D, za cenné rady a připomínky v průběhu zpracování práce.

Největší poděkování však patří mým rodičům , kteří mi umožnili studovat, vždy mě podporovali a důvěřovali mi.

OBSAH

ÚVOD.....	11
1 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	12
1.1 První varianta.....	12
1.2 Druhá varianta	12
1.3 Volba mostní konstrukce	12
2 NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	13
2.1 Hlavní nosná konstrukce	13
2.1.1 Základní parametry hlavní nosné konstrukce.....	13
2.2 Podélné uspořádání mostu	14
2.3 Příčné uspořádání mostu	14
2.4 Mostní svršek.....	15
2.4.1 Vozovka.....	15
2.4.2 Mostní římsy.....	15
2.4.3 Záchytná zařízení	15
2.4.4 Spodní stavba.....	15
3 ZATÍŽENÍ.....	16
3.1 Stálá zatížení nosné konstrukce.....	16
3.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	16
3.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím	16
3.1.3 Vlastní tíha monolitických říms	16
3.1.4 Vlastní tíha záchytných zařízení	16
3.2 Zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou	17
3.2.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	17
3.2.2 Umístění a číslování pruhů	17
3.2.3 Rozdělení vozovky řešené mostní desky do zatěžovacích pruhů.....	18
3.2.4 Regulační součinitel pro ČR	18
3.3 Modely zatížení	19
3.3.1 Model zatížení 1 (LM1)	19
3.3.2 Model zatížení 3 (LM3)	20
3.3.3 Zatížení od chodců a cyklistů.....	22
3.3.4 Sestavy zatížení dopravou.....	23
3.3.5 Deskový model	24
3.3.6 Roznos soustředěných zatížení	24
3.3.7 Postavení zatížení dopravou pro maximální účinky vnitřních sil.....	25
4 STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL	26
4.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	26
4.1.1 Maximální ohybový moment m_{xD} -.....	26

4.1.2	Maximální ohybový moment m_{yD} -	27
4.1.3	Maximální posouvající síla V_x -	27
4.2	Ostatní stálé zatížení.....	28
4.2.1	Maximální ohybový moment m_{xD} -	28
4.2.2	Maximální ohybový moment m_{yD} -	29
4.2.3	Maximální posouvající síla V_x -	29
4.3	Model zatížení LM1 – TS (Dvounáprava).....	30
4.3.1	Maximální ohybový moment m_{xD} -	30
4.3.2	Maximální ohybový moment m_{yD} -	31
4.3.3	Maximální posouvající síla.....	31
4.4	Model zatížení LM1 – UDL (Rovnoměrné zatížení).....	32
4.4.1	Maximální ohybový moment m_{xD} -	32
4.4.2	Maximální ohybový moment m_{yD} -	33
4.4.3	Maximální posouvající síla V_x -	33
4.5	Model zatížení LM3.....	34
4.5.1	Maximální ohybový moment m_{xD} -	34
4.5.2	Maximální ohybový moment m_{yD} -	35
4.5.3	Maximální posouvající síla V_x -	35
4.6	Přehled vnitřních sil pro jednotlivé zatěžovací stavy.....	36
4.6.1	Maximální ohybové momenty	36
4.6.2	Maximální posouvající síly	36
4.7	Kombinace zatížení.....	37
4.7.1	Kvazistálá kombinace	37
4.7.2	Častá kombinace	38
4.7.3	Charakteristická kombinace.....	38
4.7.4	Návrhová kombinace zatížení.....	38
4.8	Přehled vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení.....	39
5	NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY KONSTRUKCE	40
5.1	Materiálové charakteristiky	40
5.1.1	Beton.....	40
5.1.2	Předpínací výztuž	40
5.1.3	Betonářská výztuž	40
5.2	Průřezové charakteristiky	41
5.3	Návrh krytí předpínací výztuže	41
5.4	Návrh excentricity předpínací výztuže	42
6	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY.....	43
6.1	Stanovení předpínací síly – čas t_{∞}	44
6.2	Stanovení předpínací síly – čas t_0	45
6.3	Interval předpínací síly	45
6.4	Návrh nutné předpínací síly.....	46
6.5	Návrh předpínací výztuže.....	46
6.5.1	Počáteční (kotevní) napětí.....	46

6.5.2	Maximální napětí ve výztuži po vnesení předpětí do betonu	46
6.5.3	Stanovení nutné průřezové plochy výztuže	46
6.6	Návrh kabelových drah	47
6.6.1	Podmínky omezení napětí – čas t_{∞}	47
6.6.2	Podmínky omezení napětí – čas t_0	48
7	PŘEDPĚTÍ A JEHO ZMĚNY	49
7.1	Okamžité ztráty předpětí	50
7.1.1	Ztráta předpětí třením	50
7.1.2	Ztráta předpětí pokluzem	51
7.1.3	Ztráta předpětí postupným předpínáním	52
7.1.4	Ztráta předpětí krátkodobé relaxace výztuže	52
7.1.5	Výsledné okamžité ztráty předpětí	53
7.2	Dlouhodobé ztráty předpětí	54
7.2.1	Ztráta předpětí smršťováním betonu	54
7.2.2	Ztráta pružným přetvořením	54
7.2.3	Ztráta předpětí dotvarováním betonu	55
7.2.4	Ztráta předpětí dlouhodobé relaxace výztuže	56
7.2.5	Výsledné dlouhodobé ztráty předpětí	56
8	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	57
8.1	Omezení napětí	57
8.1.1	Omezení napětí v betonu v tlaku a v tahu	57
8.1.2	Omezení napětí v předpínací výztuži	59
8.2	Omezení trhlin	60
9	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	62
9.1	Posouzení na ohyb v podélném směru x	62
9.2	Posouzení na ohyb v příčném směru y	64
9.2.1	Konstrukční zásady betonářské výztuže	65
9.3	Posouzení na smyk	66
	ZÁVĚR	68
	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	69
	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	70
	SEZNAM PŘÍLOH	74

ÚVOD

Úkolem této bakalářské práce je návrh mostní konstrukce silničního mostu o jednom poli, který převádí pozemní komunikaci kategorie S 7,5 přes komunikaci silničního provozu. Navrhovaný most není umístěn do konkrétní lokality. Při návrhu a následnému posouzení konstrukce je uvažováno s rozpětím mostu 18,2 m. Nosná konstrukce je provedena ve dvou variantách návrhu. Na základě těchto dvou variant, která se jeví jako více vhodná, je následně jedna vybrána pro následný posudek.

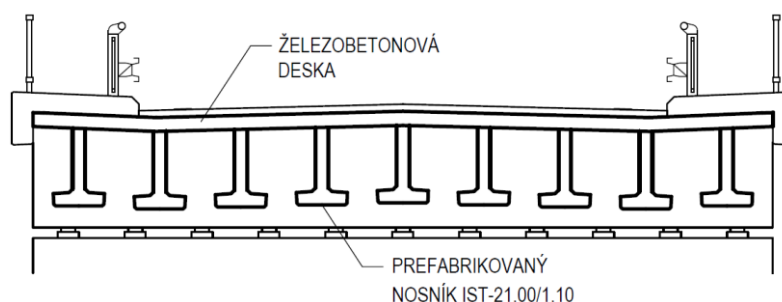
Mostní konstrukce je zatížena zvolenými modely zatížení podle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Postup výpočtu je proveden podle norem ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a ČSN EN 1992-2: Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty.

Cílem této práce je posouzení navržené dodatečně předpjaté betonové nosné konstrukce na mezní stavy použitelnosti a mezní stavy únosnosti.

1 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

1.1 První varianta

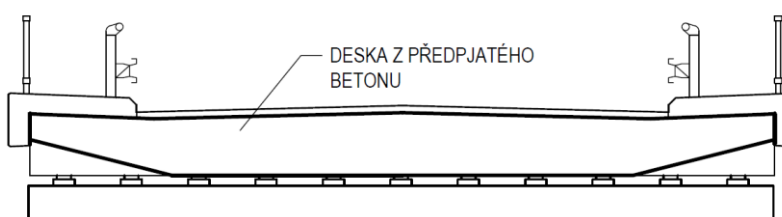
Nosnou konstrukci tvoří prefabrikované předpjaté trémové nosníky IST-21 s výškou 1,1 m, které jsou spřaženy s železobetonovou deskou tloušťky 200 mm. Most je složen z devíti nosníků délky 21 m. Podepření nosné konstrukce je provedeno přes koncové příčníky o šířce 1000 mm a výšce 1300 mm. Oba příčníky jsou uloženy na jedenácti elastomerových ložiscích.



Obr. 1-1: Příčný řez variantou 1

1.2 Druhá varianta

Nosnou konstrukci tvoří monolitická předpjatá deska náhradní tloušťky 800 mm. Deska je podepřena na obou koncích jedenácti elastomerovými ložisky. Délka nosné konstrukce je 19,1 m.



Obr. 1-2: Příčný řez variantou 2

1.3 Volba mostní konstrukce

První varianta není příliš vhodná z toho důvodu, že není dodržena podjezdná výška 4,9 m, kterou potřebuje pozemní komunikace vedoucí pod navrženým mostem. Proto volba nosné konstrukce je provedena podle druhé varianty, která tuto podmínku splňuje.

2 NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

2.1 Hlavní nosná konstrukce

Hlavní nosná konstrukce je tvořena deskou o jednom poli, která je prostě podepřená na dvou protilehlých okrajích. Se šikmostí desky není uvažováno. Tloušťku desky lze předběžně určit z poměru tloušťky k rozpětí. V odborné literatuře je uvedeno, že tloušťka desky pro mosty určené pro pozemní komunikace se pohybuje v rozmezí poměru tloušťky k rozpětí 1/8 až 1/25 [1].

Při výpočtu je uvažováno s rozpětím mostní konstrukce $L = 18,200$ m.

Tab. 2-1: Hodnoty poměrů tloušťky k rozpětí

Poměr	1/8	1/10	1/15	1/20	1/25
tloušťka desky [mm]	2275	1820	1213	910	728

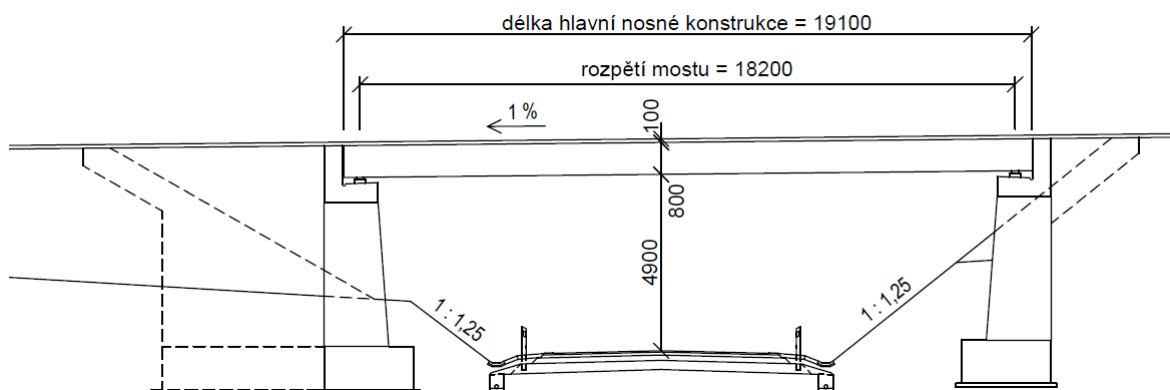
Pro výpočet byla zvolena průměrná tloušťka desky 800 mm.

2.1.1 Základní parametry hlavní nosné konstrukce

Rozpětí mostu	18 200 mm
Délka hlavní nosné konstrukce	19 100 mm
Šířka hlavní nosné konstrukce	10 500 mm
Tloušťka hlavní nosné konstrukce	800 mm

2.2 Podélné uspořádání mostu

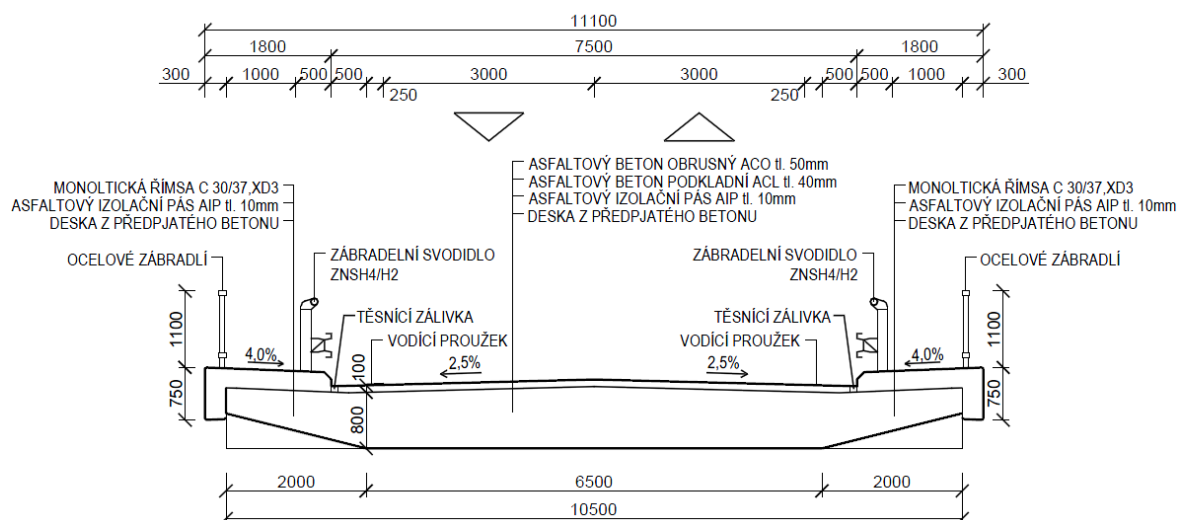
Po mostě je převáděna pozemní komunikace přes pozemní komunikaci. Most není umístěn do konkrétní lokality, proto průběh terénu je zvolen podle následujícího obrázku. Sklon nivelety komunikace je zvolen 1 %. Levá podpora spodní stavby je v zářezu a pravá podpora je v násypu. Podjezdná výška mostu je 4 900 mm.



Obr. 2-1: Podélný řez mostu

2.3 Příčný uspořádání mostu

Po mostě je převáděna pozemní komunikace kategorie S 7,5. V příčném řezu je uvažována volná šířka 7 500 mm a příčný sklon 2,5 % směrem k odvodňovacím proužkům. Šířka hlavní nosné konstrukce je 10 500 mm.



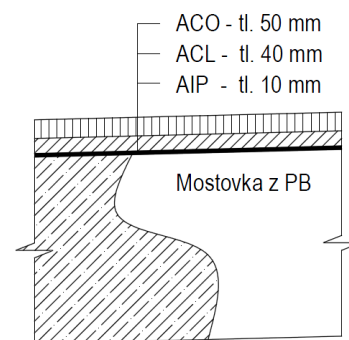
Obr. 2-2: Příčný řez mostu

2.4 Mostní svršek

2.4.1 Vozovka

Vozovka je přímo umístěna na horní povrch mostovky. Vozovka zajišťuje plynulou a bezpečnou jízdu vozidel a přenáší účinky zatížení na nosnou konstrukci.

Pro návrh krytu pozemní komunikace je uvažováno s kategorií dopravního zatížení IV. dle ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací [2]. Konstrukce vozovkového souvrství je navržena jako netuhá. Na nosnou betonovou konstrukci je proveden nástřik pečetiví vrstvy o tloušťce max. 1 mm. V další vrstvě jsou natavované jednopásové asfaltové izolační pásy. Následující vrstvou je ložná vrstva z asfaltového betonu ACL tloušťky 40 mm a obrusná vrstva rovněž z asfaltového betonu ACO tloušťky 50 mm. Celková tloušťka navržené vozovky je 100 mm.



Obr. 2-3: Vozovkové souvrství

2.4.2 Mostní římsy

Na mostě jsou navrženy monolitické římsy z betonu třídy C 30/37 XD3. Římsy přesahují nosnou konstrukci o 300 mm. Římsa je zakotvena do nosné konstrukce pomocí kotvícího ozubu. Po římsách je převáděna cyklistická doprava o šířce 1000 mm.

2.4.3 Záchytná zařízení

Na mostě jsou navržena mostní svodidla typu ZSNH4/H2 a mostní ocelová zábradlí se svislou výplní o maximální vzdálenosti 120 mm.

2.4.4 Spodní stavba

Návrh a řešení spodní stavby, uložení a mostních závěrech nejsou předmětem této bakalářské práce. Z konstrukčního hlediska řešení mostního objektu je doporučeno, aby nosná konstrukce byla podporována dvěmi masivními podpěrami. Na podpěru v zářezu by bylo zavěšené mostní křídlo a na podpěru v násypu dilatované mostní křídlo.

3 ZATÍŽENÍ

3.1 Stálá zatížení nosné konstrukce

Do stálého zatížení nosné konstrukce je zahrnuta vlastní tíha hlavní nosné konstrukce a ostatní stálé zatížení, do kterého patří vlastní tíha monolitických říms, zatížení vozovkovým souvrstvím a zatížení vlastní tíhou záchytných zařízení na mostě.

3.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

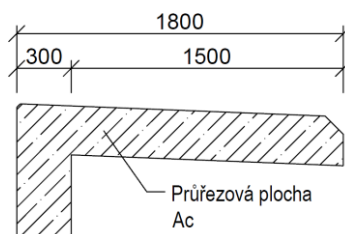
Ve výpočtu je uvažováno s objemovou hmotností betonu 25 kN/m^3 .

3.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím

Ve výpočtu je uvažovaná objemová hmotnost izolční vrstvy 12 kN/m^3 a objemová hmotnost vozovkových vrstev 24 kN/m^3 . Zatížení je převedené na rovnoměrné zatížení $3,2 \text{ kN/m}^2$ při celkové tloušťce vozovkového souvrství.

3.1.3 Vlastní tíha monolitických říms

Ve výpočtu je uvažováno s objemovou hmotností betonu 25 kN/m^3 a průřezovou plochou mostní římsy $A_c = 0,620 \text{ m}^2$.



Obr. 3-1: Příčný řez římsou

Zatížení je převedeno na rovnoměrné zatížení:

$$g_{\text{římsova}} = \frac{A_c \cdot \gamma_c}{b} = \frac{0,620 \cdot 25}{1,5} = 10,333 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4 Vlastní tíha záchytných zařízení

Zatížení od svodidla je uvažováno hodnotou $1,0 \text{ kN/m'}$ a zatížení od ocelového zábradlí je uvažováno hodnotou $0,5 \text{ kN/m'}$.

3.2 Zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

Zatížení dopravou pro mosty pozemních komunikací je definováno čtyřmi modely zatížení. Tyto modely zatížení se používají pro návrh mostů pozemních komunikací se zatěžovací délkou kratší jak 200 m. dynamické zvětšení je zahrnuto v modelech zatížení [3].

- Model zatížení 1 (LM1): Soustředná a rovnoměrná zatížení, která zahrnují většinu účinků dopravy osobními a nákladními vozidly. Norma doporučuje užití regulačních součinitelů α a β podle očekávané dopravy a také podle třídy komunikace.
- Model zatížení 2 (LM2): Jedna nápravová síla zahrnující účinky běžné dopravy na krátkých nosných prvcích (zatěžovací délky 3 až 7 m).
- Model zatížení 3 (LM3): Soubor nápravových sil představující zvláštní vozidla na trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení.
- Model zatížení 4 (LM4): Zatížení davem lidí. Používá se pro mosty ve městech v případech, kdy jeho účinek není zřejmě pokryt modelem LM1.

3.2.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

ČSN EN 1991-2 rozděluje vozovku do zatěžovacích pruhů. Šířka vozovky w se měří mezi obrubníky nebo mezi vnitřními líci záchytných zařízení. Minimální výška obrubníku je 120 mm.

Tab. 3-1: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

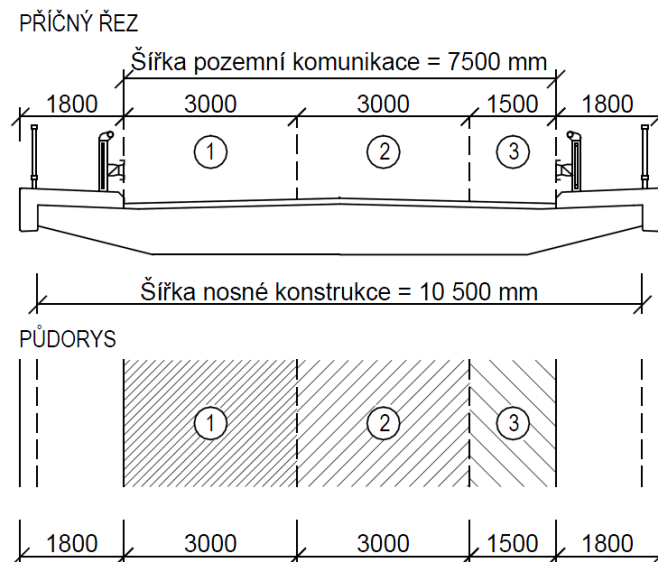
šířka vozovky w	počet zatěžovacích pruhů n_l	šířka zatěžovacího pruhu w_l	šířka zbývajících Plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w / 2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{int} (w / 3)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

3.2.2 Umístění a číslování pruhů

Umístění, počet a číslování pruhů je stanoveno tak, aby účinek od modelů zatížení byl co nejnepříznivější.

3.2.3 Rozdělení vozovky řešené mostní desky do zatěžovacích pruhů

Řešená mostní deska o šířce vozovky $w = 7,5$ m byla rozdělena do dvou zatěžovacích pruhů o šířce $w_1 = 3$ m a zbývajících pruhu o šířce 1,5 m.



Obr. 3-2: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

3.2.4 Regulační součinitel pro ČR

ČSN EN 1991-2 rozděluje pozemní komunikace na území ČR do dvou skupin:

- Skupina 1: Všechny pozemní komunikace kromě uvedených ve skupině 2.
Skupina 2: Silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace.

Tab. 3-2: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i>2)$ a α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Součinitel β_Q pro model zatížení LM2 je roven α_{Q1} .

3.3 Modely zatížení

Pro stanovení vnitřních sil od účinků zatížení dopravou je uvažován model zatížení LM1 od běžné a nákladní dopravy a model zatížení LM3 zatížení zvláštními vozidly.

3.3.1 Model zatížení 1 (LM1)

Model zatížení LM1 se skládá ze dvou dílčích soustav:

- a) Soustředné zatížení od dvojnápravy (TS), každá náprava o tíze $\alpha_Q Q_k$
kde α_Q jsou regulační součinitele a Q_k charakteristické hodnoty nápravových sil.
- b) Rovnoměrné zatížení (UDL) o velikosti $\alpha_Q Q_k$
kde α_Q jsou regulační součinitele a q_k charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení

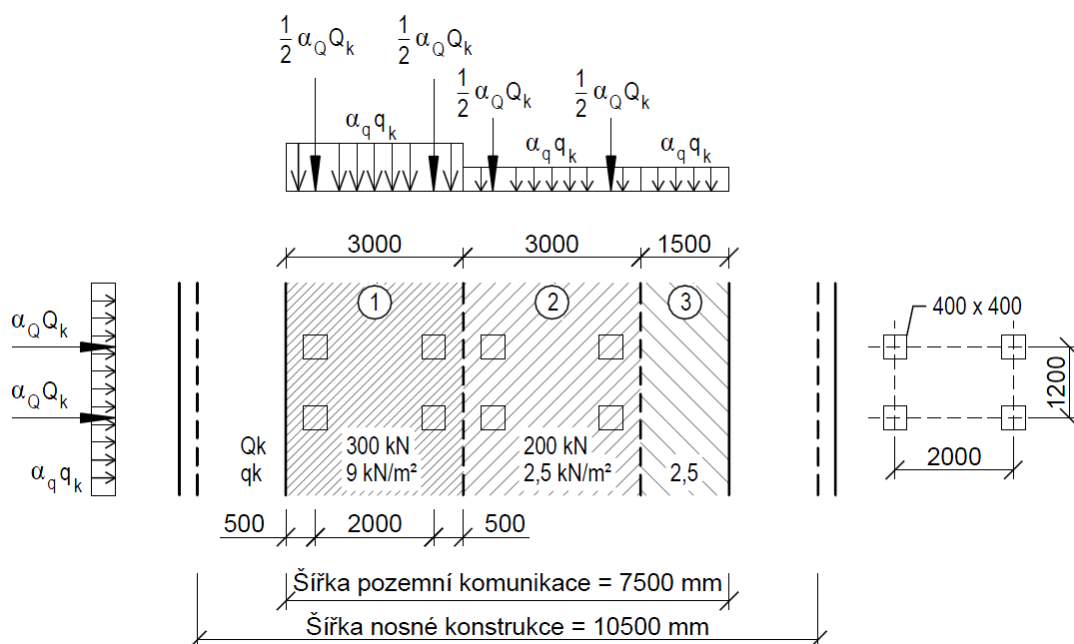
Tab. 3-3: Charakteristické hodnoty zatížení LM1

Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zat. (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

V tabulce jsou uvedeny charakteristické hodnoty zatížení včetně dynamického součinitele.

V zatěžovacím pruhu je pouze jedna kompletní dvojnáprava, která se pohybuje v ose pruhu. Každé kolo nápravy vyvozuje zatížení $0,5 \alpha_Q Q_k$. Kontaktní plocha kola s vozovkou je $0,4 \times 0,4$ m.

Umístění modelu zatížení LM1 na vozovce specifikuje následující obrázek.



Obr. 3-3: Umístění modelu zatížení LM1 na vozovce

3.3.2 Model zatížení 3 (LM3)

Základní modely zvláštních vozidel odpovídají úrovním výjimečného zatížení schválených k provozu na trasách evropské silniční sítě.

Tab. 3-4: Třídy zvláštních vozidel pro ČR

Označení	Celková tíha vozidla	Šířka vozidla	Skladba náprav
900 / 150	900 kN	3 m	6 náprav po 150 kN
1800 / 200	1800 kN	3 m	9 náprav po 200 kN
3000 / 240	3000 kN	4,5 m	12 náprav po 240 kN + 1 náprava po 120 kN

Modely se mohou buď pohybovat nízkou rychlostí 5 km/hod nebo normální rychlostí do 70 km/hod. Pro pohyb vozidla nízkou rychlostí je uvažovaný dynamický součinitel $\phi = 1,05$. Pro pohyb vozidla normální rychlostí je uvažovaný dynamický součinitel $\phi = 1,25$.

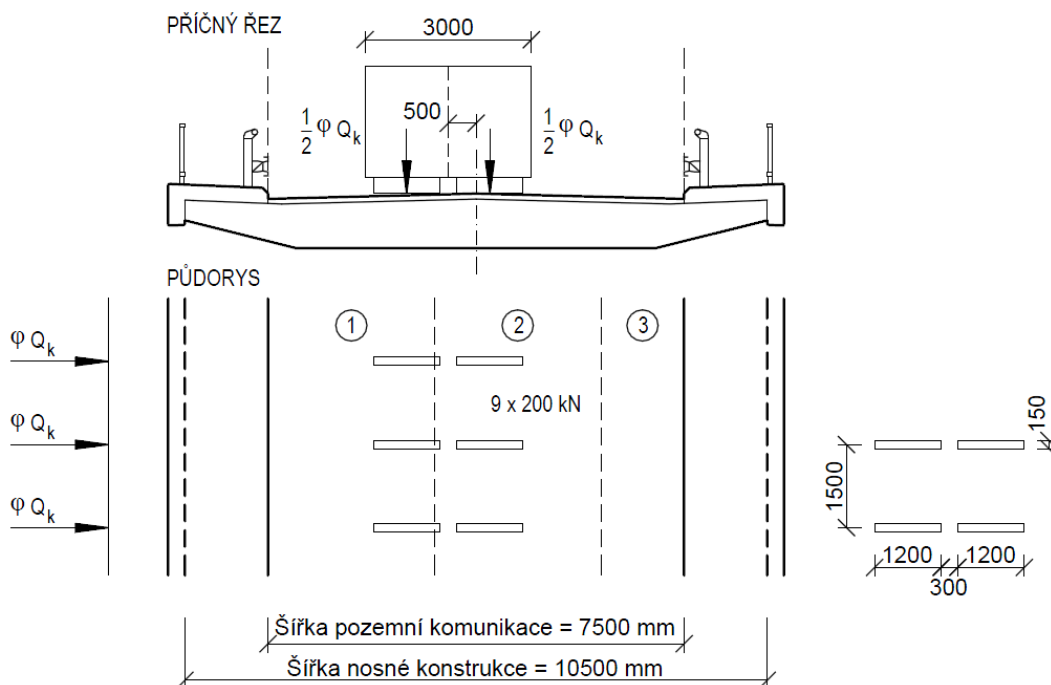
Vzdálenost jednotlivých náprav je $e = 1,5$ m.

V této bakalářské práci je uvažováno se zvláštním vozidlem 1800 / 200, které je určeno pro silnice I. a II. třídy.

Tab. 3-5: Zvláštní vozidla pro silnice I. a II. třídy

Označení	1800 / 200
Celková tíha	1800 kN
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,5$ m
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)
Dynamický součinitel	$\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě

Umístění modelu zatížení LM1 na vozovce specifikuje následující obrázek.



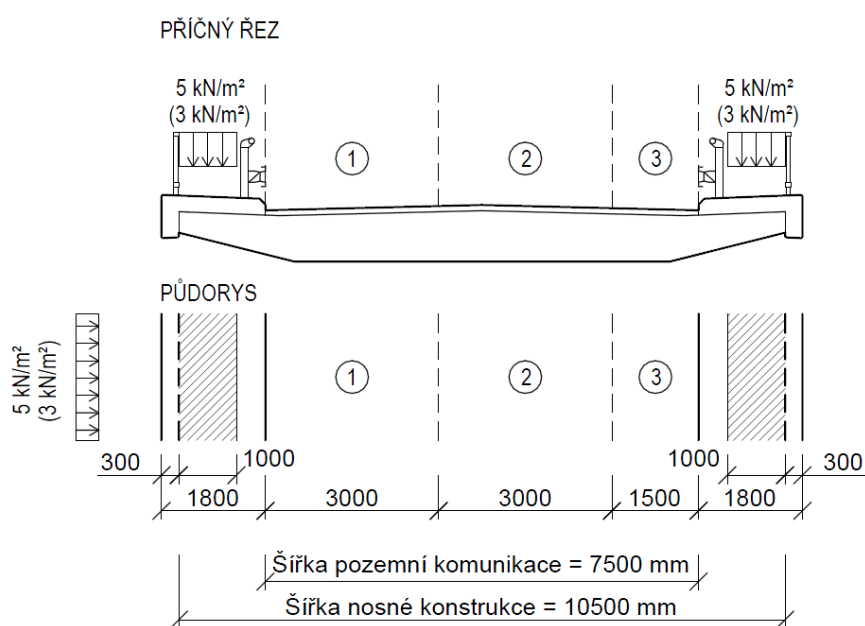
Obr. 3-4: Umístění modelu zatížení LM3 na vozovce

3.3.3 Zatížení od chodců a cyklistů

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Rovnoměrné zatížení chodníků a cyklistických pruhů na mostech pozemních komunikací se uvažuje hodnotou $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

Most je navržen s oboustrannými chodníky. V jejich prostoru je uvažováno zatížení od chodců a cyklistů rovnoměrné zatížení 5 kN/m^2 . Pro sestavu gr1a je uvažováno s hodnotou rovnoměrného zatížení 3 kN/m^2 .

Umístění zatížení od chodců a cyklistů na chodnících specifikuje následující obrázek.



Obr. 3-5: Umístění zatížení od chodců a cyklistů na chodnících

3.3.4 Sestavy zatížení dopravou

Každá sestava se má považovat za charakteristickou hodnotu zatížení pro kombinace se zatížením jiným od dopravy.

Tab. 3-6: Charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Zatěžovací systém		svislé síly				vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
		dvojnáprava a rovn. zat LM1	jednotlivá náprava LM2	zvláštní vozidla LM3	zatížení davem lidí LM4	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé a příčné síly	rovnoměrné zatížení
SESTAVY ZATÍŽENÍ	gr1 a	charakter. Hodnoty						3 kNm ⁻²
	gr1 b		charakter. hodnoty					
	gr2	časté hodnoty				charakter. Hodnoty	charakter. Hodnoty	
	gr3							charakter. hodnota
	gr4				charakter. Hodnoty			charakter. hodnota
	gr5			charakter. Hodnoty				

Časté hodnoty zatížení se stávají buď pouze z častých hodnot modelu LM1, nebo častých hodnot modelu LM2, nebo častých hodnot na chodnících.

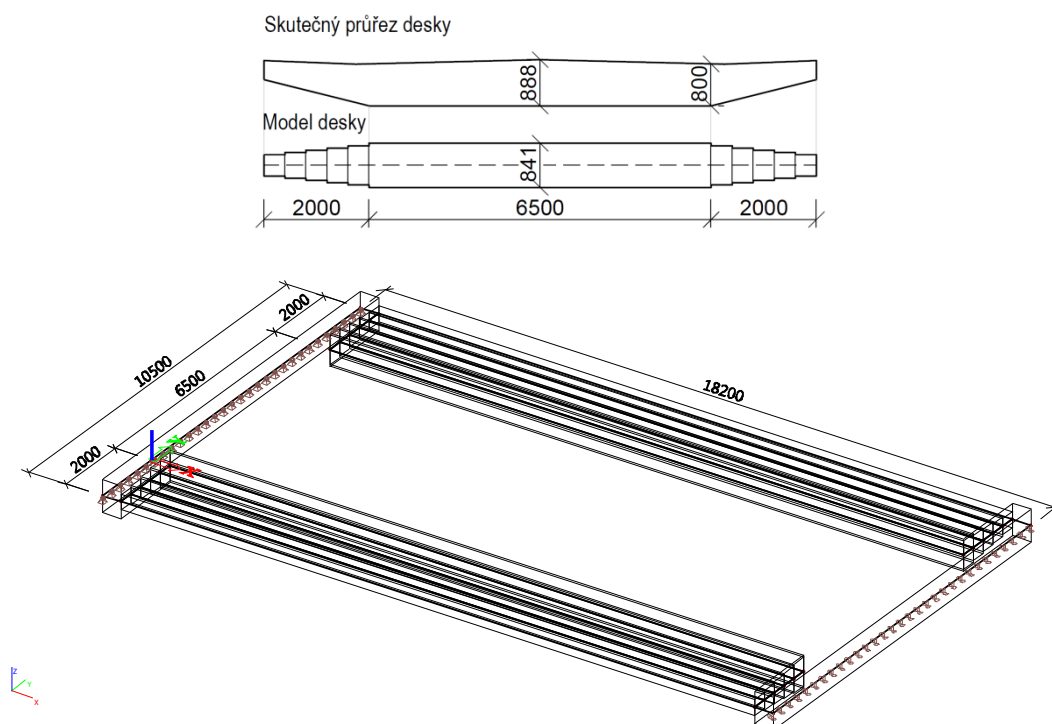
Tab. 3-7: Časté hodnoty vícesložkových zatížení

		VOZOVKA		CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Zatěžovací systém		svislé zatížení		
		dvojnáprava a rovn. zat LM1	jednotlivá náprava LM2	rovnoměrné zatížení
SESTAVY ZATÍŽENÍ	gr1 a	časté hodnoty		
	gr1 b		častá hodnota	
	gr2			častá hodnota

Kvazistálé hodnoty jsou obecně rovny 0.

3.3.5 Deskový model

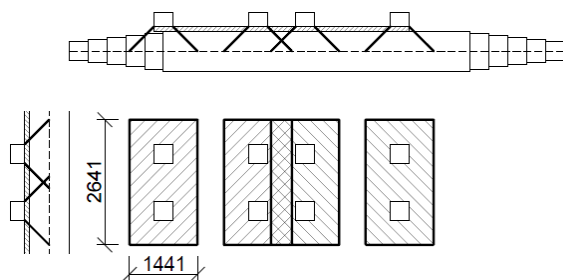
Výpočet vnitřních sil je proveden v softwarovém programu SCIA Engineer 2013.1. Nosná konstrukce mostu je modelována jako 2D deska, která je liniově prostě podepřená. Pro zjednodušení je horní plocha desky rovná. Tloušťka desky byla stanovena na základě rovnosti průřezových ploch skutečné desky a deskového modelu. Náběhy jsou provedeny stupňovitě. Střednice desky je zachována jako přímá.



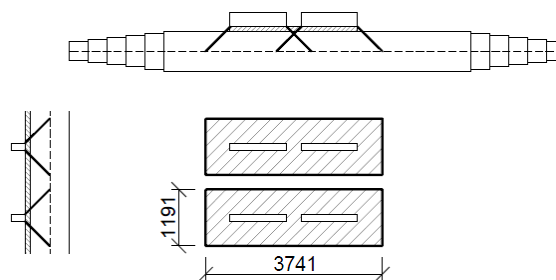
Obr. 3-6: Deskový model

3.3.6 Roznos soustředěných zatížení

Soustředěná zatížení od nápravových sil jsou do konstrukce přenášena přes definovanou zatěžovací plochu 0,40 x 0,40 m od modelu zatížení LM1 a 1,20 x 0,15 m od modelu zatížení LM3. Zatížení se roznáší přes vozovku a betonovou desku až na střednicovou rovinu deskového modelu. Roznos je proveden pod úhlem 45°.



Obr. 3-7: Roznos modelu zatížení LM1

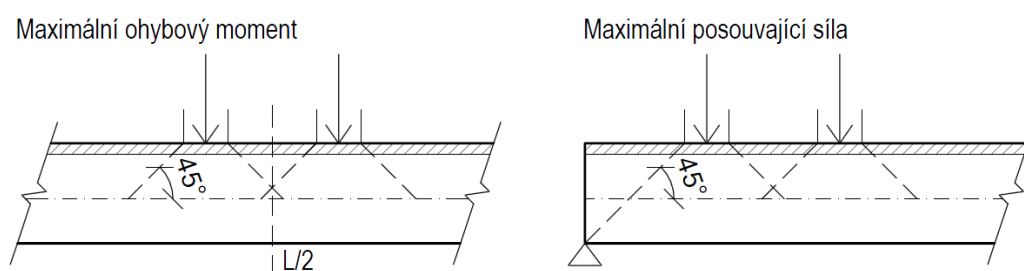


Obr. 3-8: Roznos modelu zatížení LM3

3.3.7 Postavení zatížení dopravou pro maximální účinky vnitřních sil

Pro výpočet maximálních hodnot ohybových momentů v poli jsou modely zatížení v podélném směru umístěny do poloviny rozpětí mostu a v příčném směru do nejnepříznivější polohy vůči okrajům desky.

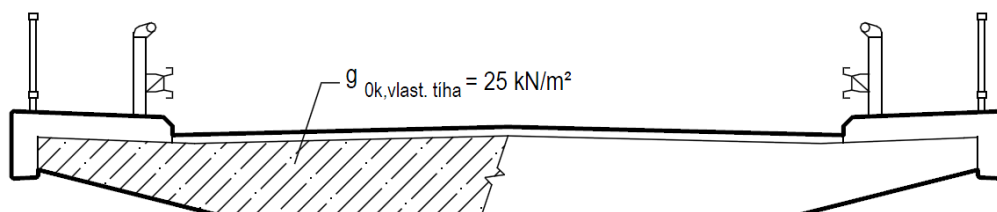
Pro výpočet maximálních hodnot posouvajících sil jsou modely zatížení v podélném směru umístěny tak, aby byl roznos zatížení pod úhlem 45° od teoretické podpory konstrukce [4].



Obr. 3-9: Umístění modelů pro maximální účinky vnitřních sil

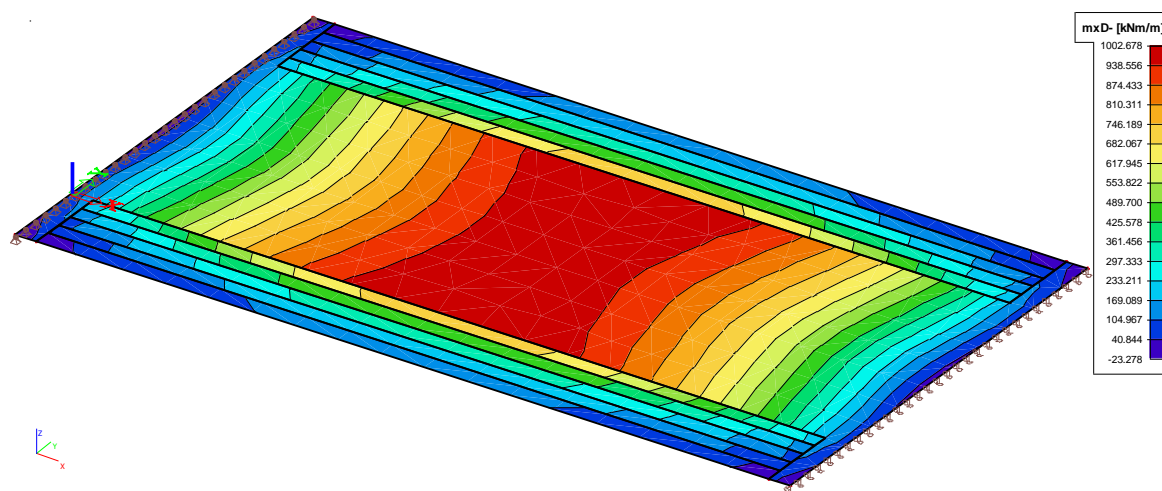
4 STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL

4.1 Vlastní tíha nosné konstrukce



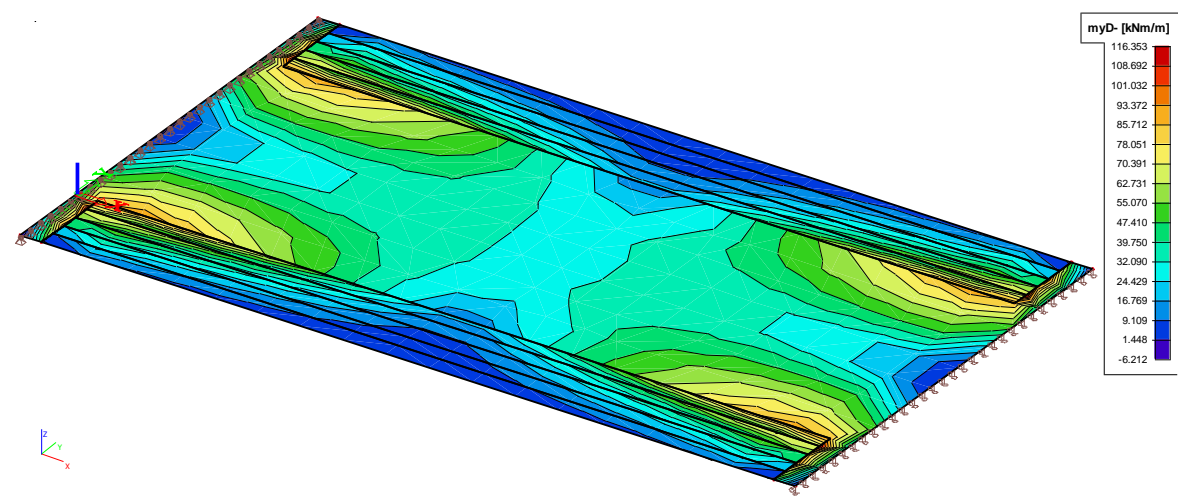
Obr. 4-1: Vlastní tíha nosné konstrukce

4.1.1 Maximální ohybový moment m_{xD} -



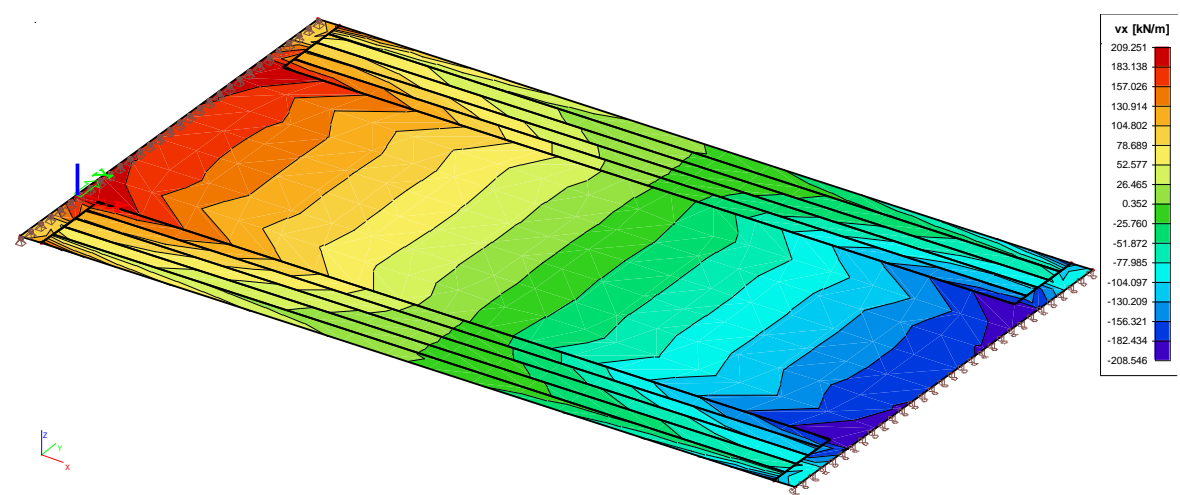
Obr. 4-2: Ohybový moment m_{xD} -

4.1.2 Maximální ohybový moment m_{yD} -



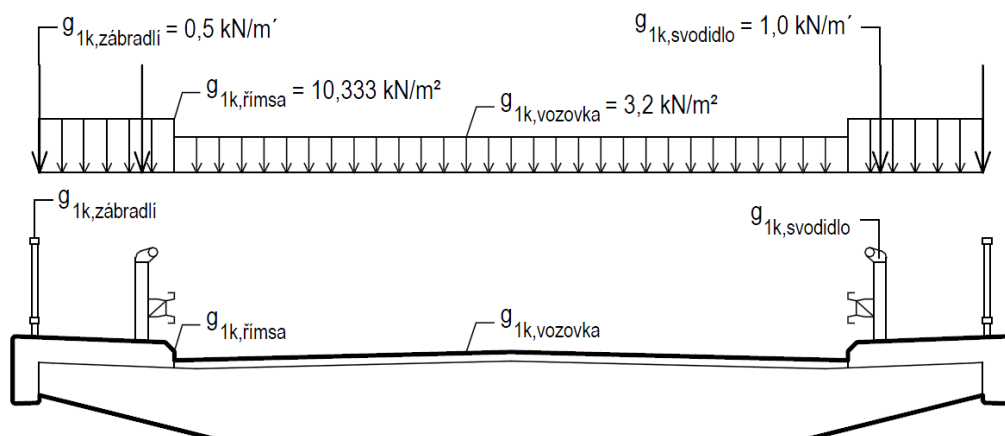
Obr. 4-3: Ohybový moment m_{yD} -

4.1.3 Maximální posouvající síla V_x



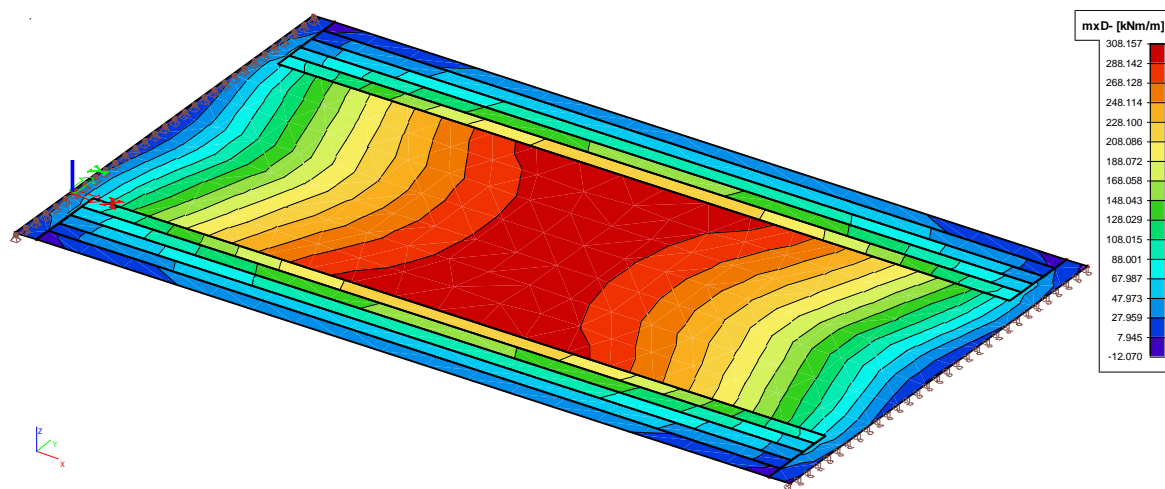
Obr. 4-4: Posouvající síla V_x

4.2 Ostatní stálé zatížení



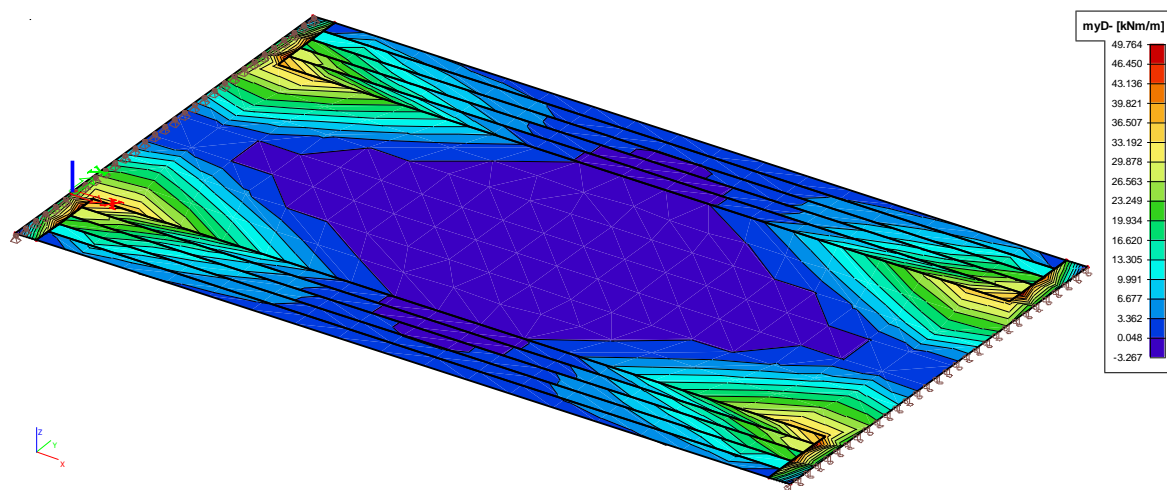
Obr. 4-5: Ostatní stálé zatížení

4.2.1 Maximální ohybový moment m_{xD-}



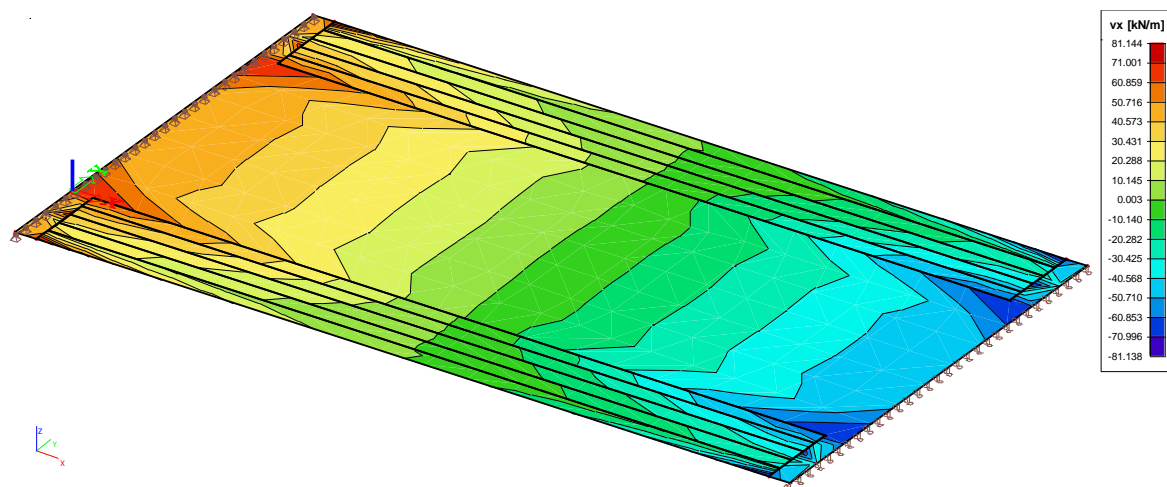
Obr. 4-6: Ohybový moment m_{xD-}

4.2.2 Maximální ohybový moment m_{yD} -



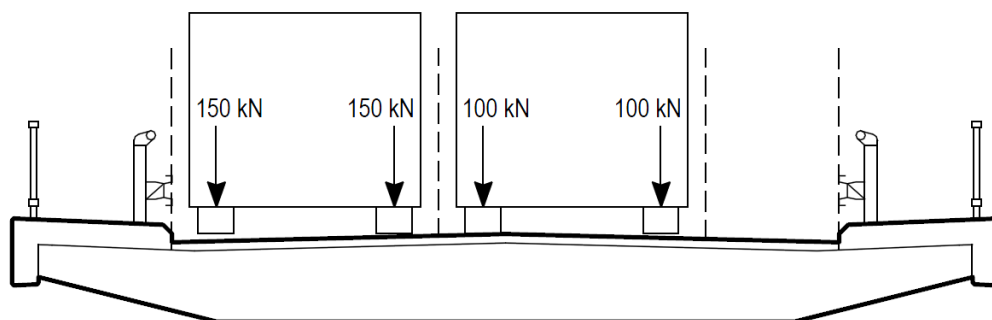
Obr. 4-7: Ohybový moment m_{yD} -

4.2.3 Maximální posouvající síla V_x



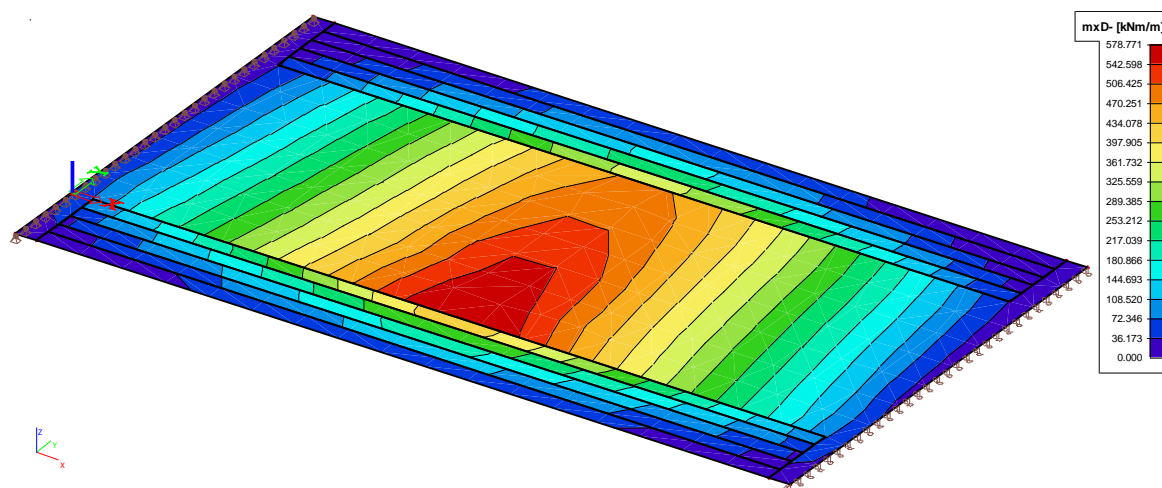
Obr. 4-8: Posouvající síla V_x

4.3 Model zatížení LM1 – TS (Dvounáprava)



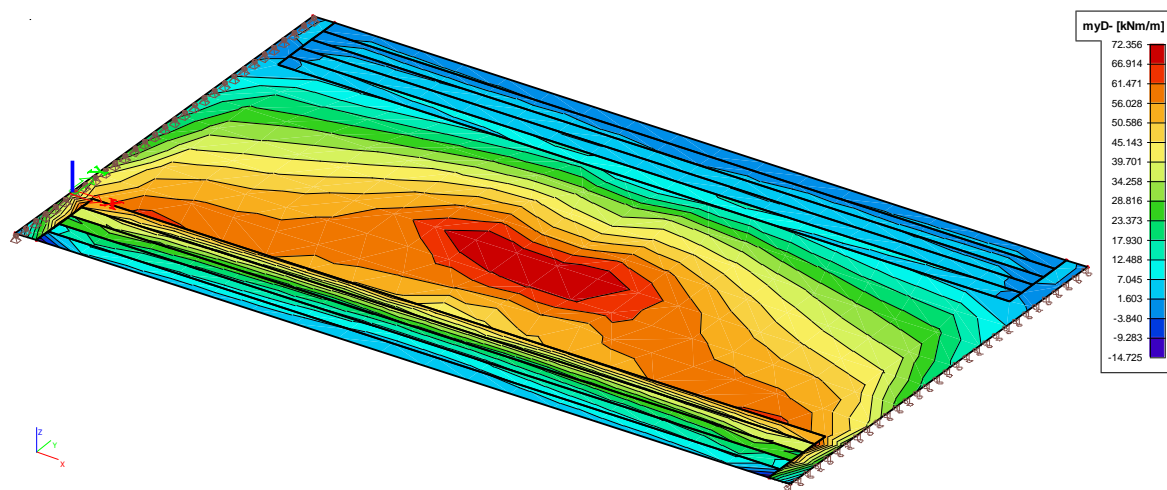
Obr. 4-9: Model zatížení LM1 - TS

4.3.1 Maximální ohybový moment m_{xD} -



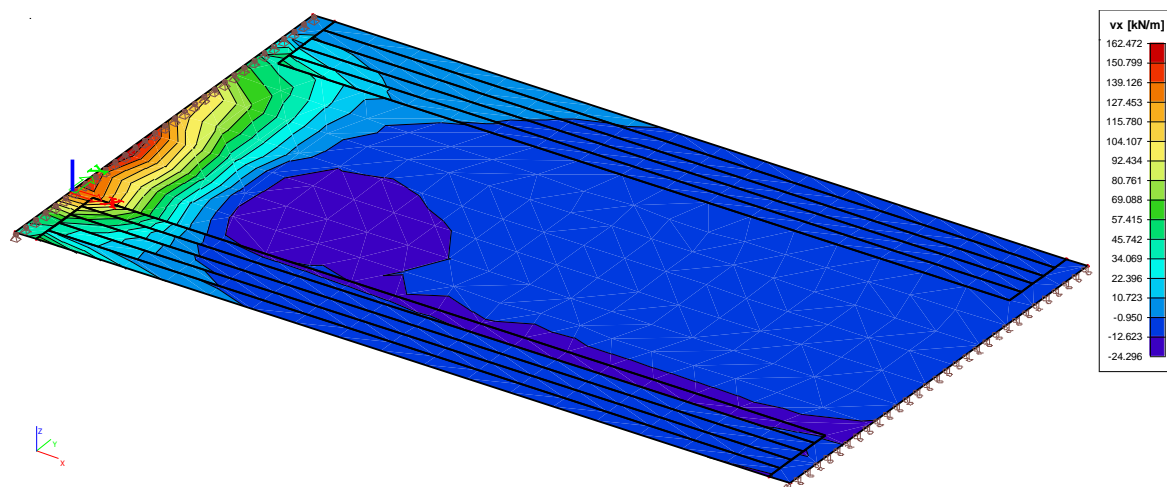
Obr. 4-10: Ohybový moment m_{xD} -

4.3.2 Maximální ohybový moment m_{yD} -



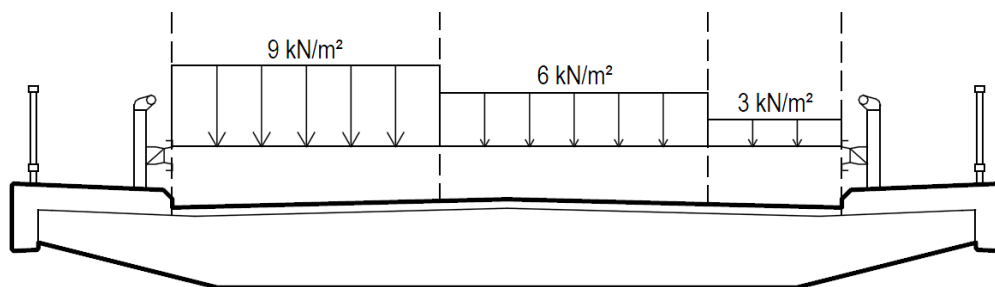
Obr. 4-11: Ohybový moment m_{yD} -

4.3.3 Maximální posouvající síla



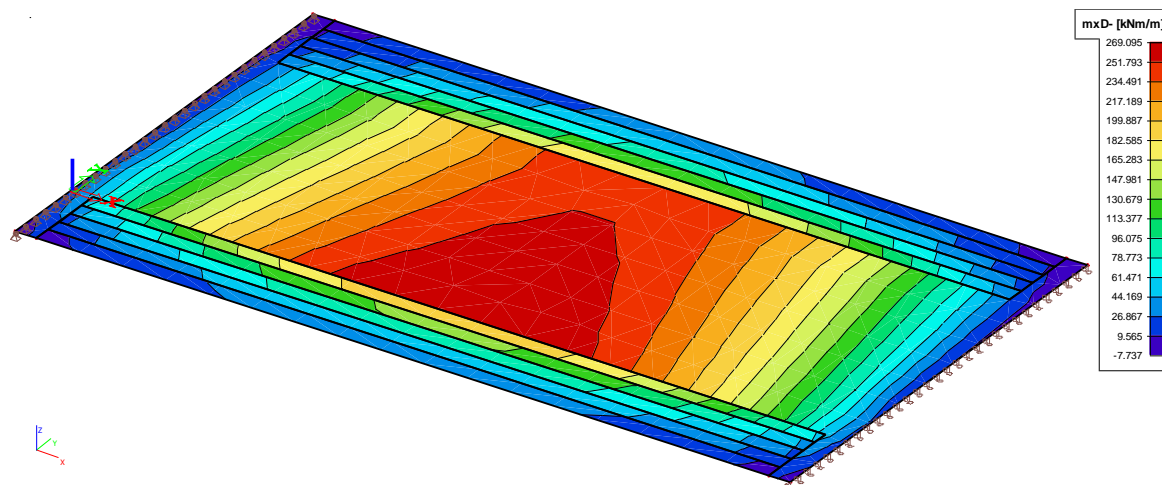
Obr. 4-12 Posouvající síla V_x

4.4 Model zatížení LM1 – UDL (Rovnoměrné zatížení)



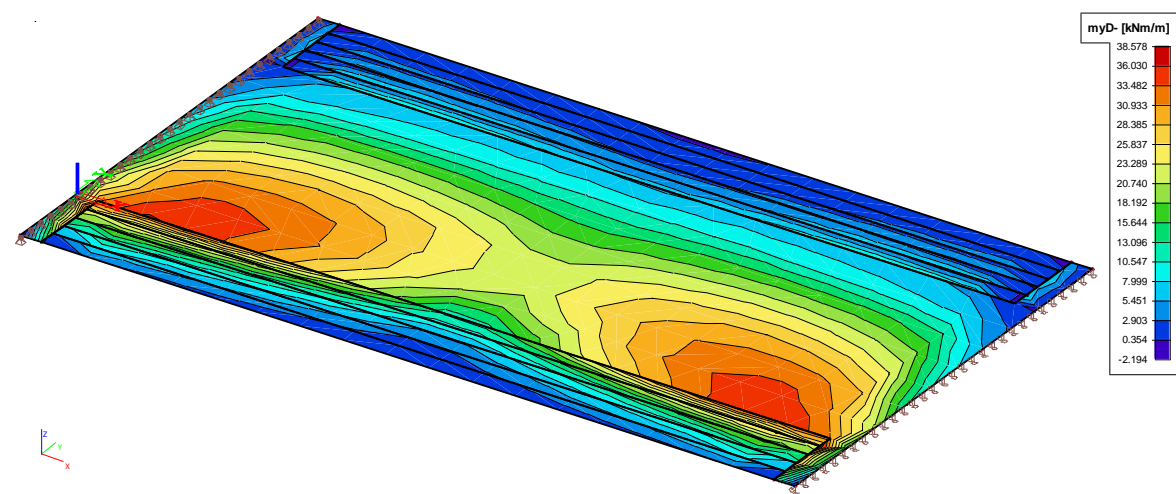
Obr. 4-13: Model zatížení LM1 – UDL

4.4.1 Maximální ohybový moment m_{xD}



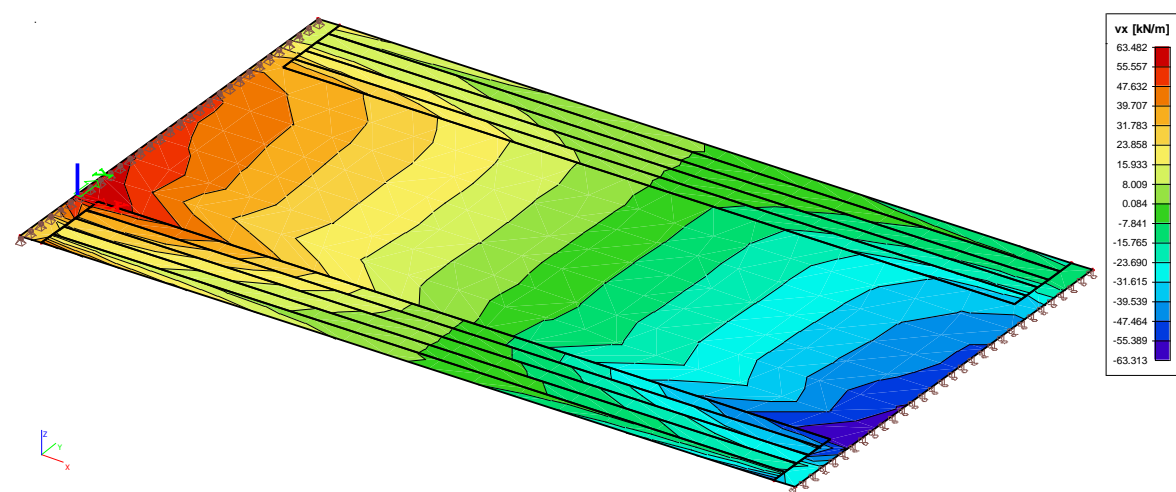
Obr. 4-14: Ohybový moment m_{xD}

4.4.2 Maximální ohybový moment m_{yD} -



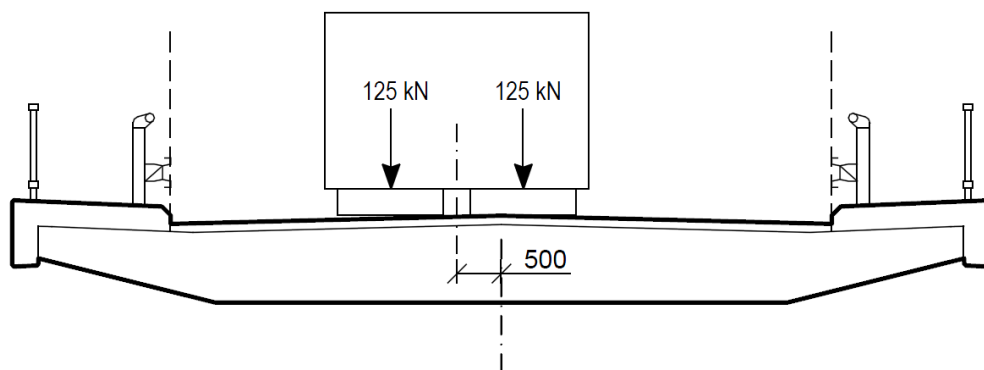
Obr. 4-15: Ohybový moment m_{yD} -

4.4.3 Maximální posouvající síla V_x



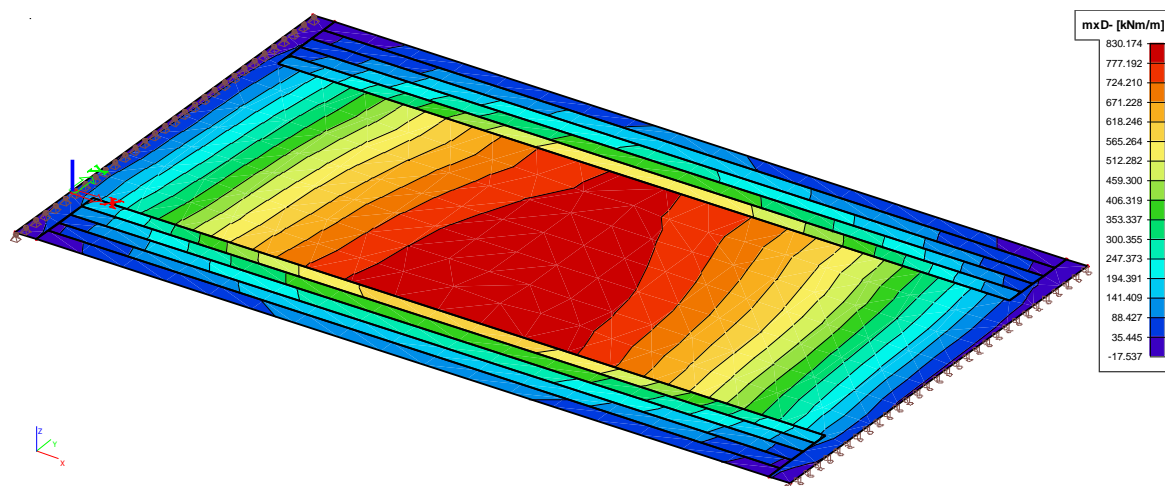
Obr. 4-16: Posouvající síla V_x

4.5 Model zatížení LM3



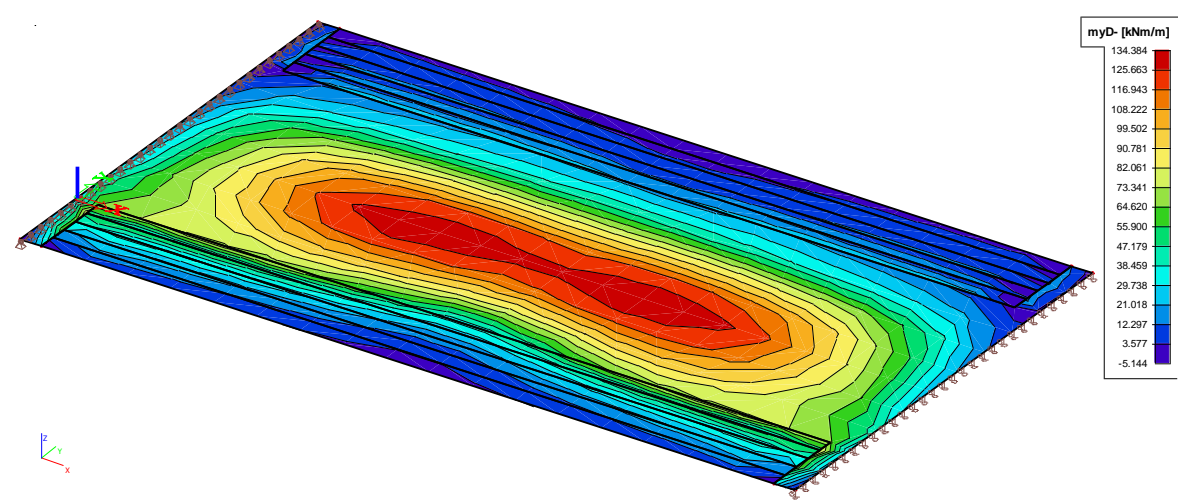
Obr. 4-17: Model zatížení LM3

4.5.1 Maximální ohybový moment m_{xD-}



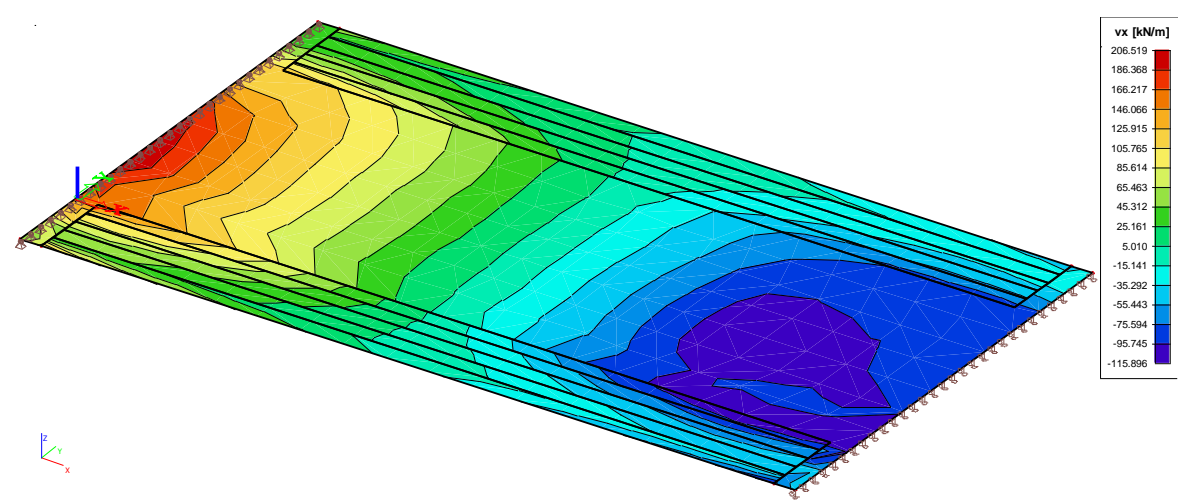
Obr. 4-18: Ohybový moment m_{xD-}

4.5.2 Maximální ohybový moment m_{yD} -



Obr. 4-19: Ohybový moment m_{yD} -

4.5.3 Maximální posouvající síla V_x



Obr. 4-20: Posouvající síla V_x

4.6 Přehled vnitřních sil pro jednotlivé zatěžovací stavy

4.6.1 Maximální ohybové momenty

Hodnoty ohybových momentů jsou v charakteristických hodnotách. V podélném směru byly maximální ohybové momenty zjištěny v 1/2 rozpětí a v příčném směru nejčastěji v 1/8 rozpětí.

Maximální ohybové momenty m_{xD} - a m_{yD} - jsou přehledně uspořádány podle jednotlivých zatěžovacích stavů do následující tabulky.

Tab. 4-1: Charakteristické hodnoty maximálních ohybových momentů

Zatěžovací stav		Ohybový moment m_{xD} - [kNm/m]	Ohybový moment m_{yD} - [kNm/m]
Vlastní tíha g_0		1002,678	116,353
Ostatní stálé zatížení g_1		308,157	49,764
Model zatížení LM1	TS	578,771	72,356
	UDL	269,095	38,578
Model zatížení LM3		830,174	134,384
Chodci a cyklisti	gr1a	31,989	7,120
	gr3	53,315	11,867

4.6.2 Maximální posouvající síly

Hodnoty posouvajících sil jsou v charakteristických hodnotách.

Maximální posouvající síly V_x jsou přehledně uspořádány podle jednotlivých zatěžovacích stavů do následující tabulky.

Tab. 4-2: Charakteristické hodnoty maximálních posouvajících sil

Zatěžovací stav		Posouvající síla V_x [kNm]
Vlastní tíha g_0		209,251
Ostatní stálé zatížení g_1		81,144
Model zatížení LM1	TS	162,472
	UDL	63,482
Model zatížení LM3		206,519
Chodci a cyklisti	gr1a	12,443
	gr3	20,739

4.7 Kombinace zatížení

Dle kombinací zatížení zjistíme maximální účinky zatížení. Pro posouzení jsou dle normy ČSN 1990 použity kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti a pro mezní stav únosnosti. Mezní stav použitelnosti má tři základní kombinace zatížení – kvazistálá, častá a charakteristická. Pro posouzení a dimenzování na mezní stav únosnosti se uvažuje návrhová kombinace zatížení 6.10a a 6.10b.

Hodnoty kombinačních součinitelů jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 4-3: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Dopravou	gr1a	TS (dojnépravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnorné zatížení)	0,40	0,40	0
		Chodci a cyklisti	0,40	0,40	0
	gr1b	(jednotlivá náprava)	0	0,75	0
	gr2	(vodorovné síly)	0	0	0
	gr3	(zatížení chodci)	0	0,40	0
	gr4	(zatížení davem lidí)	0	-	0
	gr5	(zvláštní vozidla)	0	-	0
větre	F_{wk} - trvalé a návrhové situace		0,6	0,2	0
	- provádění		0,8	-	0
	F_w		1,0	-	0
teplotou	T_k		0,6	0,6	0,5
sněhem	Q_{Snk} (během provádění)		0,8	-	-
staveništní	Q_c		1,0	-	1,0

4.7.1 Kvazistálá kombinace

V této kombinaci zatížení se uvažují pouze účinky od stálého zatížení na konstrukci. Nahodilá zatížení jsou upravena součinitelem $\psi_2 = 0$.

Kombinační rovnice 6.16 b

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.7.2 Častá kombinace

V této kombinaci zatížení se uvažují současné účinky stálého zatížení i nahodilého zatížení na konstrukci. Zatížení od nápravových sil jsou upraveny součinitelem $\psi_1 = 0,75$ a rovnoměrné zatížení součinitelem $\psi_1 = 0,40$.

Kombinační rovnice 6.15 b

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.7.3 Charakteristická kombinace

V této kombinaci zatížení se uvažují současné účinky stálého zatížení i nahodilého zatížení na konstrukci bez úpravy součinitelem ψ .

Kombinační rovnice 6.14 b

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

4.7.4 Návrhová kombinace zatížení

Pro posouzení mezního stavu únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace lze použít vztahu 6.10 a nebo dvojici vztahů 6.10a a 6.10b.

Kombinační rovnice 6.10a

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinační rovnice 6.10b

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Součinitel zatížení γ_G a γ_Q jsou pro mosty uvažovány normou hodnotou 1,35. Součinitel ξ_j je roven hodnotě 0,85.

4.8 Přehled vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení

Výpočet jednotlivých hodnot kombinací zatížení jsou popsány v příloze P.2 Statický výpočet. Výsledné hodnoty jednotlivých kombinací vnitřních sil jsou přehledně uspořádány do následující tabulky.

Tab. 4-4: Hodnoty vnitřních sil po kombinaci zatížení

Kombinace		Ohybový moment m_{xD} - [kNm/m]	Ohybový moment m_{yD} - [kNm/m]	Posouvající síla V_x [kNm]
Kvazistálá ψ_2		1310,835	-	-
Častá ψ_1		1865,347	-	-
Charakteristická		2190,690	-	-
Návrhová	6.10a	2518,218	258,511	597,536
	6.10b	2691,987	317,340	655,064

V tabulce jsou hodnoty vnitřních sil, které jsou dále využity pro posouzení a dimenzování v mezních stavech použitelnosti a únosnosti. Dimenzování a následné posouzení v mezním stavu únosnosti bude uvažováno s hodnotou vycházející z návrhové kombinace 6.10b.

5 NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY KONSTRUKCE

5.1 Materiálové charakteristiky

Nosná konstrukce mostu je navržena z betonu pevnostní třídy C 35/45 XD1. Předpínací výztuž je navržena typu Y 1860-S7-15,2-A. Betonářská výztuž je navržena B500B.

5.1.1 Beton

Třída C 35/45 XD1

Charakteristické hodnoty

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$$

Návrhové hodnoty

$$\alpha_{cc} = 0,9$$

$$\gamma_{cc} = 1,5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_{cc} = \mathbf{21 \text{ MPa}}$$

5.1.2 Předpínací výztuž

Y 1860-S7-15,2-A

Charakteristické hodnoty

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1,k} = 1600 \text{ MPa}$$

$$A_{p1} = 140 \text{ mm}^2$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

Návrhové hodnoty

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{pd} = f_{p0,1,k} / \gamma_s = \mathbf{1391,304 \text{ MPa}}$$

5.1.3 Betonářská výztuž

B500B

Charakteristické hodnoty

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Návrhové hodnoty

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{434,783 \text{ MPa}}$$

5.2 Průřezové charakteristiky

Řešená konstrukce je v dalších krocích výpočtu posuzována jako prut o šířce 1 m. Pro návrh předpínací síly se uvažuje s průřezovými charakteristikami plného betonového průřezu.

$$h = 0,800 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$z_{1,2} = 0,400 \text{ m}$$

Plocha betonového průřezu

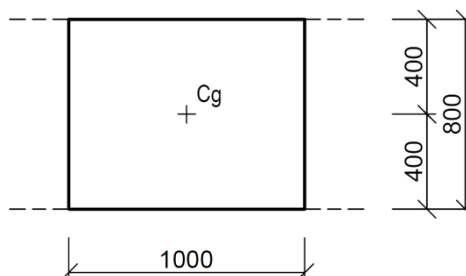
$$A_C = b \cdot h = 0,800 \text{ m}^2$$

Moment setrvačnosti

$$I_C = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0,043 \text{ m}^4$$

Průřezový modul

$$W_{1,2} = \frac{I_C}{z_{1,2}} = 0,107 \text{ m}^3$$



Obr. 5-1: Plný betonový průřez

5.3 Návrh krytí předpínací výztuže

Ve výpočtu je zvolen stupeň prostředí XD1 a třída konstrukce S5. Pro návrh je uvažován kanálek o vnějším průměru 67 mm. Návrh hodnoty krytí předpínací výztuže je počítaná na základě normy ČSN EN 1992-1-1 [5].

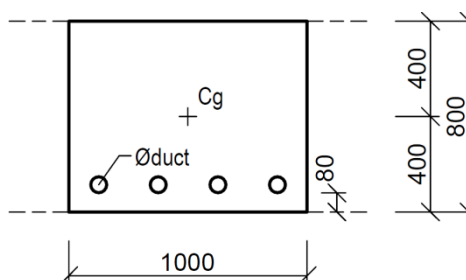
$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max \{C_{min,b} = \varnothing_{duct} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm}\} = \max \{67 ; 50 ; 10 \text{ mm}\}$$

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = 67 + 10 = 77 \text{ mm}$$

Návrh krytí kanálků $C_{nom} = 80 \text{ mm}$

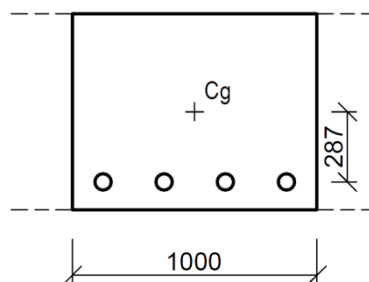


Obr. 5-2: Krytí předpínací výztuže

5.4 Návrh excentricity předpínací výztuže

Návrh excentricity předpínací výztuže e_p vychází z průřezových charakteristik plného betonového průřezu a navržené hodnoty krytí předpínací výztuže. S touto excentricitou je dále využito pro návrh předpínací výztuže.

$$e_p = z_1 - C_{\text{nom}} - \frac{\phi_{\text{duct}}}{2} = 0,400 - 0,080 - \frac{0,067}{2} = \mathbf{0,287\ m}$$



Obr. 5-3: Excentricita předpínací výztuže

6 NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY

Návrh předpínací síly se dá provést vícemi metodami. Jedním příkladem stanovení předpínací síly je například tzv. metoda ekvivalentního zatížení.

Pro tuto bakalářskou práci je pro návrh předpínací síly použito dalšího možného způsobu řešení. Předpínací síla je navržena z pěti podmínek omezení napětí v betonu, vycházející z podmínek používaných pro posouzení mezního stavu použitelnosti předpjatých konstrukcí.

Pro stanovení velikosti předpínací síly je zaveden požadavek stavu dekomprese v čase t_{∞} pro častou kombinaci zatížení ψ_1 . Jedná se tedy o podmínku eliminace tahových napětí v betonu a vláknech betonu přilehlých k předpínací výztuži v čase t_{∞} , tedy na konci životnosti [6].

Samostatný návrh předpínací síly je proveden ve dvou časových úsecích. V čase t_0 , který odpovídá okamžiku po napnutí a zakotvení předpínací výztuže a dále v čase t_{∞} , který uvažuje konec životnosti předpjaté konstrukce. Z podmínek omezení napětí jsou zjištěny intervaly, ve kterých se může velikost předpětí nacházet a cílem je nalézt vhodný průnik těchto intervalů. V další části návrhu stanovíme nutnou plochu výztuže a tedy i potřebný počet lan, který nám vhodným rozdělením určí počet kabelů na 1m šířky konstrukce.

6.1 Stanovení předpínací síly – čas t_∞

a) Častá kombinace

Předpoklad dodržení podmínky dekomprese ve spodních vláknech posuzovaného průřezu v čase t_∞ pro častou kombinaci zatížení.

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m\infty}}{A_c} - \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_1} + \frac{M_{Fk,\psi 1}}{W_1} \leq 0$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m\infty}}{0,800} - \frac{P_{m\infty} \cdot 0,287}{0,107} + \frac{1865,347}{0,107} \leq 0$$

$$P_{m\infty} \geq 4443,065 \text{ kN}$$

$$P_{m0} \geq \frac{P_{m\infty}}{\lambda_\infty} = \frac{4443,065}{0,9} = 4936,739 \text{ kN}$$

b) Charakteristická kombinace

Předpoklad omezení napětí betonu v tlaku $\sigma_{C2} \leq 0,6 f_{ck}$ v horních vláknech posuzovaného průřezu v čase t_∞ pro charakteristickou kombinaci zatížení.

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{A_c} + \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Fk}}{W_2} \geq -0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{0,800} + \frac{P_{m\infty} \cdot 0,287}{0,107} - \frac{2190,690}{0,107} \geq -0,6 \cdot 35 \cdot 10^3$$

$$P_{m\infty} \geq -321,937 \text{ kN}$$

$$P_{m0} \geq \frac{P_{m\infty}}{\lambda_\infty} = \frac{-321,937}{0,9} = -357,708 \text{ kN}$$

c) Kvazistálá kombinace

Omezení napětí betonu v tlaku $\sigma_{C2} \leq 0,45 f_{ck(t)}$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{A_c} + \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Fk,\psi 2}}{W_2} \geq -0,45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{0,800} + \frac{P_{m\infty} \cdot 0,287}{0,107} - \frac{1310,835}{0,107} \geq -0,45 \cdot 35 \cdot 10^3$$

$$P_{m0} \geq \frac{P_{m\infty}}{\lambda_\infty} = \frac{-2410,218}{0,9} = -2678,020 \text{ kN}$$

6.2 Stanovení předpínací síly – čas t_0

a) Charakteristická kombinace

Předpoklad omezení napětí betonu v tlaku $\sigma_{C1} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$ v okamžiku vnesení předpětí P v čase t_0 .

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m\infty}}{A_c} - \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_1} + \frac{M_{g0k}}{W_1} \geq -0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m\infty}}{0,800} - \frac{P_{m\infty} \cdot 0,287}{0,107} + \frac{1002,678}{0,107} \geq -0,6 \cdot 35 \cdot 10^3$$

$$P_{m0} \leq 7723,727 \text{ kN}$$

b) Kvazistálá kombinace

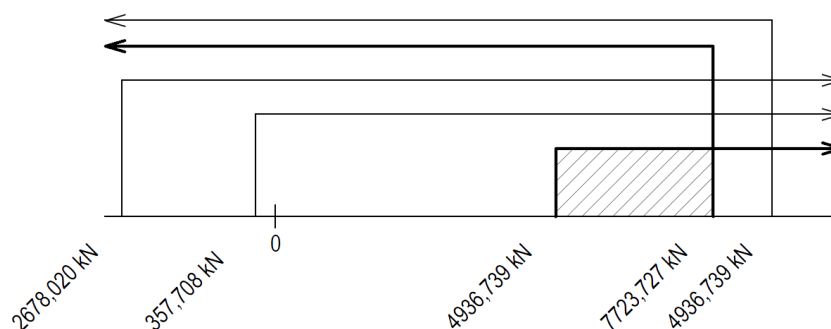
Omezení napětí betonu v tahu $\sigma_{C2} \leq f_{ctm}$ v horních vláknech průřezu v okamžiku vnesení předpětí P v čase t_0 .

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{A_c} + \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{g0k}}{W_2} \leq f_{ctm}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{0,800} + \frac{P_{m\infty} \cdot 0,287}{0,107} - \frac{1002,678}{0,107} \leq 3,2 \cdot 10^3$$

$$P_{m0} \leq 8774,829 \text{ kN}$$

6.3 Interval předpínací síly



Obr. 6-1: Interval předpínací síly

$$P_{m0} \in \langle 4936,739 ; -7723,727 \rangle$$

6.4 Návrh nutné předpínací síly

Pro výpočet nutné předpínací síly vycházíme z intervalu velikosti předpínací síly, ve kterém by se měla hodnota navržené předpínací síly pohybovat v čase t_0 .

$$P_{m,0,req} = \min\{1,03 \cdot P_{m0,min} ; 0,5 \cdot (P_{m0,min} + P_{m0,max})\} = \min\{5084,841 ; 6330,233\}$$

$$P_{m,0,req} = 5084,841 \text{ kN}$$

6.5 Návrh předpínací výztuže

Při návrhu předpínací výztuže se uplatňují podmínky pro omezení napětí v předpínací výztuži v době jeho napínání a po zakotvení.

6.5.1 Počáteční (kotevní) napětí

Počáteční napětí vychází z normy ČSN EN 1992-1-1. Napětí je spočítané na základě charakteristické pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} a charakteristické meze 0,1 předpínací výztuže $f_{p0,1k}$.

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1,k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860 ; 0,9 \cdot 1600\}$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{1488 ; 1440\} = 1440 \text{ MPa}$$

6.5.2 Maximální napětí ve výztuži po vnesení předpětí do betonu

Hodnota napětí ve výztuži po zakotvení je ovlivněna okamžitými ztrátami předpětí.

$$\sigma_{pm,0,max} = \min\{0,75 \cdot f_{pk} ; 0,85 \cdot f_{p0,1,k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860 ; 0,85 \cdot 1600\}$$

$$\sigma_{pm,0,max} = \min\{1395 ; 1360\} = 1360 \text{ MPa}$$

6.5.3 Stanovení nutné průřezové plochy výztuže

Nutná průřezová plocha je stanovena z nutné předpínací síly a z omezení napětí ve výztuži jako podíl těchto dvou veličin.

$$\sigma_{pm,0} = \lambda_0 \cdot \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot 1440 = 1296 \text{ MPa}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{5084,841 \cdot 10^3}{1296 \cdot 10^6} = 3,923 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_{p,req}}{A_{p1}} = \frac{3,923 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^{-6}} = 28,025 \text{ lan}$$

Návrh aktivních kotev VSL typ EC pro 7 pramenců předpínací výztuže. Počet lan je zvolen na 28 kusů rozdělený rovnoměrně do 4 kabelů po 7 lanech s celkovou průřezovou plochou $A_{p,prov} = 3,920 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

Navržená předpínací síla:

$$P_{m0,prov} = A_{p,prov} \cdot \sigma_{pm,0} = 3,920 \cdot 10^{-3} \cdot 1296 \cdot 10^6 = 5080,320 \text{ kN}$$

6.6 Návrh kabelových drah

Pro návrh kabelových drah byly stanoveny ohybové momenty v osminách rozpětí nosné konstrukce pro všechny uvažované zatěžovací stavy. Hodnoty těchto ohybových momentů a jejich kombinací jsou rozepsány podrobněji v příloze P.2 Statický výpočet.

Samostatný návrh kabelových drah je založený na podmínkách napětí v betonu. Výpočtem je stanovena přípustná zóna polohy kabelu předpínací výztuže. Podrobnější výpočty jednotlivých excentricit v osminách rozpětí konstrukce jsou více rozepsány v příloze P.2 Statický výpočet. Následně je vyneseno horní a dolní meze přípustné zóny. Výkres kabelových drah je součástí Přílohy P.2.1 Příloha ke statickému výpočtu.

6.6.1 Podmínky omezení napětí – čas t_∞

a) Častá kombinace ... spodní vlákna

$$\sigma_{C1} \leq 0$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m\infty}}{A_C} - \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_1} + \frac{M_{Fk,\psi1}}{W_1} \leq 0$$

$$e_p \geq \left(\frac{M_{Fk,\psi1}}{W_1} - \frac{P_{m\infty}}{A_C} \right) \cdot \frac{W_1}{P_{m\infty}}$$

b) Charakteristická kombinace ... horní vlákna

$$\sigma_{C2} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{A_C} + \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Fk}}{W_2} \geq -0,6 \cdot f_{ck}$$

$$e_p \geq \left(\frac{M_{Fk}}{W_2} - 0,6 \cdot f_{ck} + \frac{P_{m\infty}}{A_C} \right) \cdot \frac{W_2}{P_{m\infty}}$$

c) Kvazistálá kombinace ... horní vlákna

$$\sigma_{C2} \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m\infty}}{A_C} + \frac{P_{m\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Fk,\psi 2}}{W_2} \geq -0,45 \cdot f_{ck}$$

$$e_p \geq \left(\frac{M_{Fk,\psi 2}}{W_2} - 0,45 \cdot f_{ck} + \frac{P_{m\infty}}{A_C} \right) \cdot \frac{W_2}{P_{m\infty}}$$

6.6.2 Podmínky omezení napětí – část 2

a) Charakteristická kombinace ... spodní vlákna

$$\sigma_{C1} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{P_{m0}}{A_C} - \frac{P_{m0} \cdot e_p}{W_1} + \frac{M_{g0k}}{W_1} \geq -0,6 \cdot f_{ck}$$

$$e_p \leq \left(\frac{M_{g0k}}{W_1} + 0,6 \cdot f_{ck} - \frac{P_{m0}}{A_C} \right) \cdot \frac{W_1}{P_{m0}}$$

b) Kvazistálá kombinace ... horní vlákna

$$\sigma_{C2} \leq f_{ctm}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{P_{m0}}{A_C} + \frac{P_{m0} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{g0k}}{W_2} \geq f_{ctm}$$

$$e_p \leq \left(\frac{M_{g0k}}{W_2} + f_{ctm} + \frac{P_{m0}}{A_C} \right) \cdot \frac{W_2}{P_{m0}}$$

7 PŘEDPĚTÍ A JEHO ZMĚNY

Předpínací síla není konstantní. Mění se po délce kabelu a v čase. Pro správné posouzení konstrukce je nutné znát její správnou hodnotu v každém místě kabelu a ve všech rozhodujících okamžicích výroby a provozu konstrukce. Ztráty dělíme podle časové závislosti na okamžité ztráty předpětí, někdy nazývané jako výrobní a dlouhodobé ztráty předpětí [6].

Okamžité ztráty předpětí se projevují v průběhu napínání a po zakotvení. Ztráty vedou k okamžitému poklesu napětí ve výztuži.

Pro tuto bakalářskou práci byly stanoveny následující okamžité ztráty předpětí:

- Ztráta třením mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku
- Ztráta pokluzem v kotvě
- Ztráta postupným předpínáním
- Ztráta relaxací předpínací výztuže

Dlouhodobé ztráty předpětí se začínají projevovat od okamžiku po vnesení předpětí do betonu. Tyto ztráty ovlivňují napětí a předpínací sílu po celou dobu životnosti konstrukce.

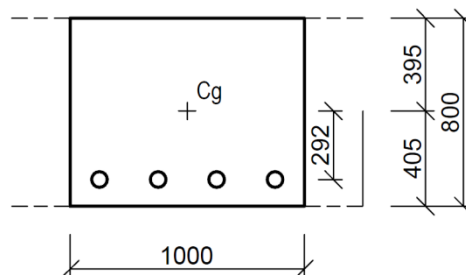
Pro tuto bakalářskou práci byly stanoveny následující dlouhodobé ztráty předpětí:

- Ztráta smršťováním betonu
- Ztráta dotvarováním betonu
- Ztráta pružným přetvořením betonu způsobené proměnným zatížením
- Ztráta relaxací předpínací výztuže

V následujících podkapitolách jsou stručně popsány jednotlivé ztráty od okamžitých i dlouhodobých účincích změny předpětí. Pro přehled jsou uvedeny hodnoty ztrát pro okamžité i dlouhodobé změny. Podrobný výpočet těchto okamžitých a dlouhodobých ztrát je uveden v příloze P.2 Statický výpočet.

Při výpočtu ztrát předpětí se do výpočtu zavádějí **průřezové charakteristiky oslabeného betonového průřezu** kanálkami.

$$\begin{aligned}A_{cr} &= 0,786 \text{ m}^2 \\I_{cr} &= 0,041 \text{ m}^4 \\z_{1r} &= 0,405 \text{ m} \\z_{2r} &= 0,395 \text{ m} \\e_{pr} &= 0,292 \text{ m}\end{aligned}$$



Obr. 7-1: Oslabený betonový průřez

7.1 Okamžité ztráty předpětí

7.1.1 Ztráta předpětí třením

Tato ztráta se projevuje především u dodatečně předpínaných betonových konstrukcí. Při předpínání dochází k tření mezi kabelem a stěnami jeho kanálku.

V této práci jsou ztráty třením počítané na začátku a konci nosníku, v polovině rozpětí, a vždy na začátku a na konci oblouku zakřiveného kabelu.

Základní vztah pro stanovení ztrát předpětí třením:

$$\Delta\sigma_{p\mu(x)} = -\sigma_{p,\max} \cdot [1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}]$$

kde	$\sigma_{p,\max}$	je maximální napětí ve výztuži při předpínání
	μ	je součinitel tření mezi předpínací výztuží a kanálkem $\mu = 0,19$ [-]
	θ	je součet zamýšlených úhlových změn pro místo x [rad]
	k	je součinitel nezamýšlených úhlových změn od zvlnění kanálku $k = 0,01$ [-]

Výpočet ztráty předpětí třením předpínací výztuže v 1/2 rozpětí:

a) pro přímé kabely

$$\Delta\sigma_{p\mu(L/2)} = -1440 \cdot [1 - e^{-0,19 \cdot (0 + 0,01 \cdot 9,550)}] = -25,893 \text{ MPa}$$

b) pro zakřivené kabely

$$\Delta\sigma_{p\mu(L/2)} = -1440 \cdot [1 - e^{-0,19 \cdot (0,1047 + 0,01 \cdot 9,550)}] = -53,751 \text{ MPa}$$

Výsledné průměrné hodnoty ztráty předpětí třením jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 7-1: Celkové průměrné hodnoty ztrát předpětí třením

Místo	A	1a	1b	L/2	2a	2b	B
x [m]	0,000	1,500	7,775	9,550	11,325	17,600	19,100
$\Delta\sigma_{p\mu(x)}$ [Mpa]	0,000	-4,098	-35,092	-39,822	-44,536	-74,522	-78,408
$\sigma_{p\mu(x)}$ [Mpa]	1440	1435,902	1404,908	1400,178	1395,464	1365,478	1361,592

7.1.2 Ztráta předpětí pokluzem

Ztráta předpětí pokluzem se projevuje při kotvení předpínací výztuže kuželíkem do kotevní objímky, kdy může dojít k pokluzu předpínací výztuže a tím i k dalšímu poklesu napětí ve výztuži.

Ve výpočtu je uvažováno s hodnotou pokluzu $\delta_{ad} = 6 \text{ mm}$.

Pro **přímé kabely** je ztráta předpětí pokluzem stanovena na základě grafické metody, kdy se nejprve zjistí dosah pokluzu podle následujícího vztahu.

$$L\delta = \sqrt{\frac{\delta_{ad} \cdot E_p \cdot L}{-\Delta\sigma_{p\mu(B)}}} = 20,867 \text{ m}$$

Plocha je shora vymezena křivkou průběhu ztrát předpětí pokluzem pro přímé kabely a zdola stejnou křivkou zrcadlově převrácenou až do vzdálenosti pokluzu $L\delta$.

Pro **zakřivené kabely** je ztráta předpětí pokluzem stanovena na základě grafické metody, kdy se nejprve stanoví "plocha" pokluzu podle následujícího vztahu.

$$A_{ad(x\delta)} = E_p \cdot \delta_{ad} = 195 \cdot 10^9 \cdot 0,006 = 1,17 \cdot 10^9 \text{ N}$$

Tato plocha je shora vymezena křivkou průběhu ztrát třením a zdola stejnou křivkou, která je zrcadlově převrácena až do vzdálenosti pokluzu. Podstatou grafické metody je grafická iterace v programu AutoCad, kde je cílem najít dostatečně přesně "plochu" pokluzu a tím stanovit dosah pokluzu.

Hodnoty změny ztrát předpětí pokluzem jsou zjištěné pomocí programu Autocad jako svislé vzdálenosti mezi horní a dolní křivkou průběhu ztrát. Výsledné průměrné hodnoty ztrát předpětí pokluzem jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 7-2: Celkové průměrné hodnoty ztrát předpětí pokluzem

Místo	A	1a	1b	L/2	2a	2b	B
x [m]	0,000	1,500	7,775	9,550	11,325	17,600	19,100
$\Delta\sigma_{psl(x)}$ [Mpa]	-136,474	-128,278	-66,290	-56,830	-47,402	-8,634	-4,669
$\sigma_{psl(x)}$ [Mpa]	1303,526	1307,624	1338,618	1343,348	1348,062	1356,844	1356,922

Pro řešenou konstrukci bylo stanoveno, že ztráta nevymizí po délce kabelu.

7.1.3 Ztráta předpětí postupným předpínáním

Tato ztráta se projevuje pouze u dodatečně předpjatých konstrukcí. Je způsobená okamžitým pružným přetvořením betonu. Vzniká při postupném napínání jednotlivých kabelů předpínací výztuže. V případě kdyby bylo možné naráz napnout a zakotvit všechny kabely, ztráta předpětí by se neprojevila, To však není reálné.

Při výpočtu je nejprve stanovena změna napětí v betonu $\Delta\sigma_c(t)$, která vychází ze síly v předpínací výztuži po ztrátě pokluzem a ze zatížení od vlastní tíhy konstrukce v okamžiku napínání. Tato změna napětí se spočítá podle následujícího vztahu.

$$\Delta\sigma_c(t) = \Delta\sigma_{cp}(t_0) + \Delta\sigma_{c,g0}(t_0) = -\frac{P_{m,sl}}{A_{cr}} - \frac{P_{m,sl} \cdot e_{pr}^2}{I_{cr}} + \frac{M_{g0k} \cdot e_{pr}}{I_{cr}} = -10,452 \text{ MPa}$$

Následně je z této změny napětí spočítaná výsledná ztráta postupným napínáním podle základního vztahu:

$$\Delta\sigma_{pel} = E_p \cdot \varepsilon_c = E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

kde

$$j = \frac{n_p - 1}{2 \cdot n_p} = \frac{4 - 1}{2 \cdot 4} = 0,375 \dots n_p \text{ je počet kabelů}$$

Výsledná hodnota ztráty postupným předpínáním je $\Delta\sigma_{pel} = -22,480 \text{ MPa}$

7.1.4 Ztráta předpětí krátkodobé relaxace výztuže

Ztráta předpětí krátkodobou relaxací se projeví ve výrobním stádiu předpjaté konstrukce. Krátkodobou ztrátu předpětí relaxací je možné zčásti redukovat výrobním postupem tzv. korekce relaxace podržením napětí. Při tomto postupu je doporučená doba podržení napětí σ_{p0} 2 až 10 minut. Volím dobu podržení 5 minut, při které se uskuteční přetvoření výtuže a ztráta je následně korigována zdvihem předpínací pistole.

Stanovení ztráty předpětí relaxací výztuže je spočítaná metodou odečítání relaxací v jednotlivých časových intervalech $\langle t_{cor}; 0 \rangle$ a $\langle t_0; 0 \rangle$.

Ve výpočtu je uvažováno s časem $t_{cor} = 5$ minut a časem $t_0 = 1$ hodina, která odpovídá zhruba času potřebnému pro předepnutí všech 4 navržených kabelů. Dále je ve výpočtech zaveden součinitel $\rho_{1000} = 2,5\%$ pro předpínací výztuž s nízkou relaxací.

Základní vztah pro lana 2. třídy relaxačního chování je:

$$K_r = -0,66 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)}$$

Hodnota K_r je následně dosazená do vztahu pro výpočet ztráty relaxací výztuže:

$$\Delta\sigma_{pr} = K_r \cdot \sigma_{pr}$$

kde σ_{pr} je hodnota napětí ve výztuži v posuzovaném časovém intervalu

Výsledná ztráta relaxací výztuže:

$$\Delta\sigma_{pr,st} = \Delta\sigma_{pr}(t_0) - \Delta\sigma_{pr}(t_{cor}) = \mathbf{0,063 \text{ MPa}}$$

7.1.5 Výsledné okamžité ztráty předpětí

1. Ztráta předpětí třením	$\Delta\sigma_{p\mu} =$	- 39,822 MPa
2. Ztráta předpětí pokluzem	$\Delta\sigma_{psl} =$	- 56,830 MPa
3. Ztráta předpětí postupným předpínáním	$\Delta\sigma_{pel} =$	- 22,480 MPa
4. Ztráta relaxace výztuže	$\Delta\sigma_{pr} =$	0,063 MPa

Výpočet napětí po krátkodobých ztrátách:

$$\Delta\sigma_{pm,0} = \Delta\sigma_{p\mu} + \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{pel} + \Delta\sigma_{pr} = - 119,069 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm,0} = \sigma_{p,max} + \Delta\sigma_{pm0} = 1440 + (-119,069) = \mathbf{1320,931 \text{ MPa}}$$

Vypočtené celkové krátkodobé ztráty předpětí byly stanoveny procentuální hodnotou 8,3% a je menší než předpokládaných 10%.

Podmínka omezení napětí ve výztuži po zakotvení byla splněna.

$$\sigma_{pm,0}(\text{navržená}) = 1296 \text{ MPa} \leq \sigma_{pm,0}(\text{vypočtená}) = 1320,931 \text{ MPa} \leq \sigma_{pm,0,max} = 1360 \text{ MPa}$$

Předpínací síla po krátkodobých ztrátách předpětí:

$$P_{m,0} = \sigma_{pm0} \cdot A_{p,prov} = 1320,931 \cdot 3,920 \cdot 10^{-3} = \mathbf{5178,050 \text{ kN}}$$

7.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

7.2.1 Ztráta předpětí smršťováním betonu

Smršťování je reologická vlastnost betonu, ke kterému dochází po hydratačních procesech v betonu. Smršťování betonu je závislé především na vlhkosti a teplotě okolního prostředí, na stáří a složení betonové směsi, rozměrech konstrukce a v neposlední řadě na kvalitě a délce ošetřování betonu po betonáži.

Základní vztah pro výpočet ztrát předpětí smršťováním betonu:

$$\Delta\sigma_{ps} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$$

kde ε_{cs} je poměrné přetvoření betonu od smršťování

Celkové poměrné přetvoření betonu od smršťování se skládá z dílčích přetvoření ε_{cd} od vysychání betonu a ε_{ca} od autogenního smršťování. Výpočet je proveden v časovém intervalu $\langle t_\infty; t_0 \rangle$, kde čas $t_0 = 28$ dní znamená dosažení požadované pevnosti betonu a čas $t_\infty = 36500$ dní znamená délka životnosti konstrukce. Podrobný postup výpočtu ztráty předpětí smršťováním betonu je součástí přílohy P.2 Statický výpočet.

Celkové přetvoření betonu od smršťování:

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty; t_0) = \varepsilon_{cd}(t_\infty; t_0) + \varepsilon_{ca}(t_\infty; t_0) = -2,17 \cdot 10^{-5} + (-1,66 \cdot 10^{-4}) = -1,87 \cdot 10^{-4}$$

Výpočet ztráty předpětí smršťováním betonu:

$$\Delta\sigma_{ps}(t_\infty; 0) = \varepsilon_{cs}(t_\infty; t_0) \cdot E_p = -1,87 \cdot 10^{-4} \cdot 195 \cdot 10^3 = -36,521 \text{ MPa}$$

7.2.2 Ztráta pružným přetvořením

Vlivem dlouhodobého působení ostatních stálých i nahodilých zatížení dochází k pružnému přetvoření betonu. Působením zatížení dojde k nepatrnému protažení předpínací výztuže, který má za následek zvýšení napětí ve výztuži.

Základní vztah pro výpočet ztráty pružným přetvořením:

$$\Delta\sigma_{pel} = \frac{M/e_{pr} \cdot (\psi_{cr} - \vartheta_{cr})}{(1 + \psi_{cr}) \cdot A_p}$$

Výsledné hodnoty změn předpětí pružným přetvořením:

$$\Delta\sigma_{pel,g1} = 11,573 \text{ MPa} \dots \text{ vliv od ostatního stálého zatížení}$$

$$\Delta\sigma_{pel,qk} = 33,042 \text{ MPa} \dots \text{ vliv od působení dopravy pro charakteristickou kombinaci}$$

$$\Delta\sigma_{pel,qk,\psi1} = 20,824 \text{ MPa} \dots \text{ vliv od působení dopravy pro častou kombinaci } \psi_1$$

7.2.3 Ztráta předpětí dotvarováním betonu

Dotvarování je další reologická vlastnost betonu, která způsobuje objemové změny betonu. Dotvarování je změna struktury cementu účinkem dlouhodobého působení napětí, což znamená, že chemicky volná voda v betonu je vytlačována do kapilár, odkud se odpařuje. Míra dotvarování je závislá na intenzitě a délce působení zatížení, proto se při výpočtu uvažují pouze dlouhodobá zatížení – vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení na konstrukci.

Základní vztah pro výpočet ztrát předpětí dotvarováním betonu:

$$\Delta\sigma_{pc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p = \varphi_{(t;t1)} \cdot \frac{\sigma_{c,p}}{E_{cm}} \cdot E_p$$

kde ε_{cc} je poměrné přetvoření betonu od dotvarování

Součinitel dotvarování φ_t se vypočte jako:

$$\varphi_{(t;t1)} = \varphi_0 \cdot \beta_{c(t;t1)}$$

φ_0 je základní součinitel dotvarování pro daný časový interval, který se dá určit výpočtem nebo graficky. V této práci byla zvolena metoda početní. Součinitel $\beta_{c(t)}$ je součinitel časového průběhu dotvarování, do jehož výpočtu vstupuje opět několik dalších vlivů jako je vlhkost okolního prostředí, vliv pevnosti betonu a délka časového intervalu, pro který je dotvarování zjištěno. Podrobný postup výpočtu ztráty předpětí dotvarováním betonu je uveden v příloze P.2 Statický výpočet. Výpočet je proveden ve dvou oddělených časových intervalech. První interval $\langle t_\infty; t_0 \rangle$, ve kterém se uvažuje zatížení vlastní tíhou konstrukce a druhý interval $\langle t_\infty; t_{g1} \rangle$, ve kterém je uvažováno přetížení od ostatního stálého zatížení.

Výpočtem byla stanovena hodnota ztráty dotvarováním betonu:

Interval $\langle t_\infty; t_0 \rangle$

$$\sigma_{c,p} = -\frac{P_{m0}}{A_{cr}} - \frac{P_{m0} \cdot e_{pr}^2}{I_{cr}} + \frac{M_{g0k} \cdot e_{pr}}{I_{cr}} = -10,160 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p = \varphi_{(t;t1)} \cdot \frac{\sigma_{c,p}}{E_{cm}} \cdot E_p = -79,525 \text{ MPa}$$

Interval $\langle t_\infty; t_{g1} \rangle$

$$\sigma_{c,p} = -\frac{\Delta P_{pel,g1}}{A_{cr}} - \frac{\Delta P_{pel,g1} \cdot e_{pr}^2}{I_{cr}} + \frac{M_{g1k} \cdot e_{pr}}{I_{cr}} = 2,018 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p = \varphi_{(t;t1)} \cdot \frac{\sigma_{c,p}}{E_{cm}} \cdot E_p = 10,699 \text{ MPa}$$

7.2.4 Ztráta předpětí dlouhodobé relaxace výztuže

Postup stanovení ztráty předpětí dlouhodobé relaxace je obdobný jako při výpočtu změny předpětí krátkodobé relaxace. Stanovení ztráty předpětí relaxací výztuže je spočítaná metodou odečítání relaxací v jednotlivých časových intervalech $\langle t_\infty ; 0 \rangle$ a $\langle t_0 ; 0 \rangle$. Postup výpočtu je podrobně uveden v příloze P.2 Statický výpočet.

Výsledná hodnota dlouhodobé relaxace výztuže:

$$\Delta\sigma_{pr,lt} = - 53,696 \text{ MPa}$$

7.2.5 Výsledné dlouhodobé ztráty předpětí

1. Ztráta předpětí smršťováním betonu	$\Delta\sigma_{ps} =$	- 36,521 MPa
2. Ztráta předpětí pružným dotvarováním	$\Delta\sigma_{pel,g1} =$	11,573 MPa
	$\Delta\sigma_{pel,qk} =$	33,042 MPa
	$\Delta\sigma_{pel,\psi1} =$	20,824 MPa
3. Ztráta předpětí dotvarováním betonu	$\Delta\sigma_{pc(t_\infty,t_0)} =$	-79,525 MPa
	$\Delta\sigma_{pc(t_\infty,t_g)} =$	10,699 MPa
4 Ztráta předpětí dlouhodobé relaxace výztuže	$\Delta\sigma_{pr,lt} =$	-53,696 MPa

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_\infty, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{p,s}(t_\infty) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{p,r}(t_\infty) + \Delta\sigma_{p,c}(t_\infty)}{1 + \Psi_{c,r} \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_\infty; t_0)]} + \frac{\Delta\sigma_{p,c}(t_g)}{1 + \Psi_{c,r} \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_\infty; t_g)]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_\infty, t_0) = -128,034 \text{ MPa}$$

Vypočtené celkové dlouhodobé ztráty předpětí byly stanoveny procentuální hodnotou 8,817%.

Výsledné hodnoty napětí po ztrátách:

čas t_0	$\sigma_{pm,0} =$	1320,931 MPa
čas t_∞	$\sigma_{pm,\infty} = \sigma_{pm,0} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} + \Delta\sigma_{pel,g1} =$	1204,470 MPa
	$\sigma_{pm,\infty}^I = \sigma_{pm,\infty} + \Delta\sigma_{pel,qk} =$	1237,512 MPa
	$\sigma_{pm,\infty,\psi1}^I = \sigma_{pm,\infty} + \Delta\sigma_{pel,\psi1} =$	1225,294 MPa

Výsledné hodnoty předpínací síly po ztrátách:

čas t_0	$P_{m,0} =$	5178,050 kN
čas t_∞	$P_{m,\infty} = \sigma_{pm,\infty} \cdot A_{p,prov} =$	4721,521 kN
	$P_{m,\infty}^I = \sigma_{pm,\infty}^I \cdot A_{p,prov} =$	4851,047 kN
	$P_{m,\infty,\psi1}^I = \sigma_{pm,\infty,\psi1}^I \cdot A_{p,prov} =$	4803,152 kN

8 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Kromě důkazu únosnosti konstrukce při působení mezního stavu musíme též zajistit bezpečnost s ohledem na bezproblémovou funkčnost konstrukce. K tomuto návrhu slouží požadavky, které nazýváme mezní stavy použitelnosti. Tímto posouzením dokazujeme bezproblémovou funkčnost konstrukce po celou dobu její životnosti, estetickou stabilitu a eliminaci velkých průhybů a vzniku trhlin.

U předpjatých betonových konstrukcí jsou v mezních stavech použitelnosti především sledovány:

- Omezení normálových napětí v betonu nebo ve výztuži
- Požadavky na odolnost proti vzniku trhlin nebo omezení šířky trhlin
- Omezení deformací konstrukce

8.1 Omezení napětí

8.1.1 Omezení napětí v betonu v tlaku a v tahu

Pro výpočet jsou stanoveny podmínky omezení napětí

Pro čas t_{∞}

Při **charakteristické kombinaci** nesmí napětí spodních vláken σ_{C1} překročit hodnotu pevnosti betonu v tahu f_{ctm} a zároveň nesmí napětí horních vláken σ_{C2} překročit hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Výsledné hodnoty napětí jsou přehledně zobrazeny na obrázku 8-1.

$$|\sigma_{C1}| \leq f_{ctm}$$

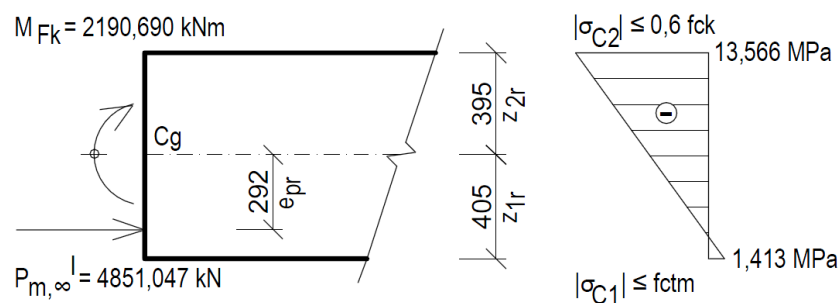
$$\sigma_{C1} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} - \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} + \frac{M_{Fk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} = 1,413 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = 1,413 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$|\sigma_{C2}| \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} - \frac{M_{Fk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} = -13,566 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C2} = 13,566 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 8-1: Napětí – charakteristická kombinace t_∞

Při **kvazistálé kombinaci** nesmí napětí spodních vláken σ_{C1} i napětí horních vláken σ_{C2} překročit hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}$. Výsledné napětí jsou přehledně zobrazeny na obrázku 8-2.

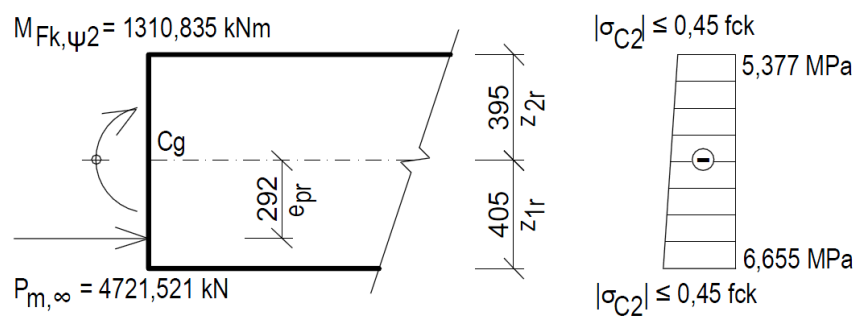
$$|\sigma_{C1,2}| \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} - \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} + \frac{M_{Fk,\psi 2}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} = -6,655 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = 6,655 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} - \frac{M_{Fk,\psi 2}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} = -5,377 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C2} = 5,377 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 8-2: Napětí – kvazistálá kombinace t_∞

Pro čas t_0

Napětí spodních vláken σ_{C1} nesmí překročit hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}$ a zároveň nesmí napětí horních vláken σ_{C2} překročit hodnotu f_{ctm} . V čase t_0 je konstrukce zatížena pouze od vlastní tíhy M_{g0k} a od předpětí $P_{m,0}$. Výsledné hodnoty napětí jsou přehledně zobrazeny na obrázku 8-3.

$$|\sigma_{C1}| \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

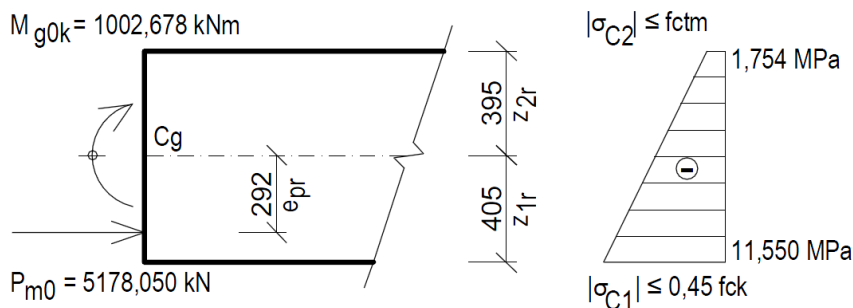
$$\sigma_{C1} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} - \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} + \frac{M_{g0k}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} = -11,550 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = 11,550 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$|\sigma_{C2}| \leq f_{ctm}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} - \frac{M_{g0k}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} = -1,754 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C2} = 1,754 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 8-3: Napětí v čase t_0

8.1.2 Omezení napětí v předpínací výztuži

Norma ČSN EN 1992-1-1 stanovuje podmínky nejen pro omezení napětí ve výztuži v čase předpínání a kotvení, ale i pro celkové ověření napětí ve výztuži po dobu životnosti.

Základní podmínka pro omezení napětí:

$$\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

Napětí po výpočtu okamžitých a dlouhodobých ztrát předpětí:

$$\text{čas } t_0 \quad \sigma_{pm,0} = 1320,931 \text{ MPa} \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\text{čas } t_\infty \quad \sigma_{pm,\infty} = 1204,470 \text{ MPa} \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

8.2 Omezení trhlin

Pro čas t_∞

V čase t_∞ pro častou kombinaci zatížení je ověřený předpoklad stavu dekomprese konstrukce, podle které byla navržena předpínací síla. Při této kombinaci zatížení nesmí ve spodních vlákna vzniknout tah. Výsledné napětí jsou přehledně zobrazeny na obrázku 8-4.

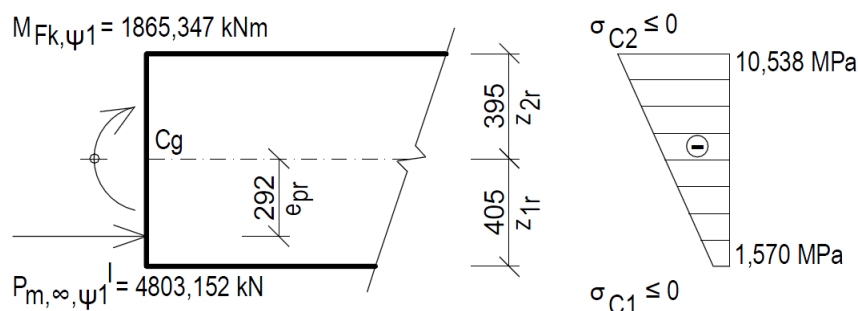
$$\sigma_{C1,2} \leq 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{N_{pk}}{A_{cr}} - \frac{M_{pk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} + \frac{M_{Fk,\psi1}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} = -1,570 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = -1,570 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{C2} = -\frac{N_{pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{pk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} - \frac{M_{Fk,\psi1}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} = -10,538 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C2} = -10,538 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 8-4: Omezení trhlin - stav dekomprese pro častou kombinaci zatížení

Pro čas t_0

Pro posudek omezení trhlin je dále nutné ověřit tahové napětí v horních vláknech průřezu v čase t_0 , tedy při předpínání konstrukce. Přídavné trhliny při horním líci by se po vnesení ostatních zatížení s velkou pravděpodobností uzavřely, u betonových konstrukcí je však vznik trhlin nežádoucí. Výsledné napětí jsou přehledně zobrazeny na obrázku 8-5.

$$|\sigma_{C2}| \leq f_{ctm}$$

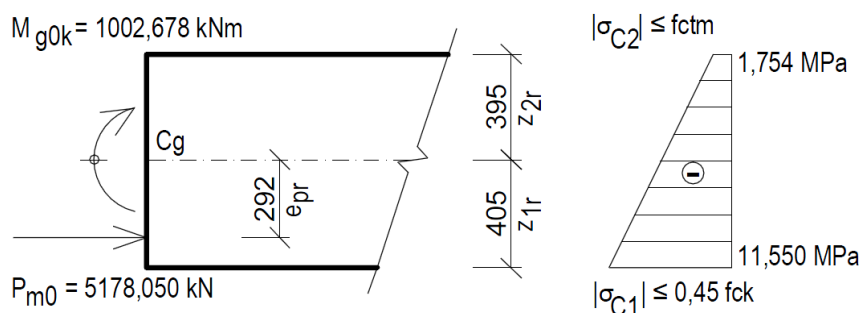
$$\sigma_{C2} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} + \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} - \frac{M_{g0k}}{I_{cr}} \cdot z_{2r} = -1,754 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C2} = 1,754 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$|\sigma_{C1}| \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{C1} = -\frac{N_{Pk}}{A_{cr}} - \frac{M_{Pk}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} + \frac{M_{g0k}}{I_{cr}} \cdot z_{1r} = -11,550 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C1} = 11,550 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 8-5: Napětí v čase t_0

Z předchozích posudků vyplývá, že předpjatá konstrukce vyhověla na požadavky omezení napětí v betonu, respektivě omezení vzniku trhlin. Posouzení šířky trhlin tedy pozbývá významu.

9 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Mezní stav únosnosti je vypočítaný na základě návrhové kombinace zatížení v nejvíce namáhaných průřezech.

9.1 Posouzení na ohyb v podélném směru x

Výpočtu je proveden na nejvíce namáhaném průřezu, který se nachází v 1/2 rozpětí. Podmínka spolehlivosti je stanovená v čase t_{∞} . Podrobný výpočet je uveden v příloze P.2 Statický výpočet.

Pro návrh předpínací síly byl zaveden předpoklad stavu dekomprese. Tento předpoklad převádí řešení ohýbaného předpjatého průřezu na řešení nepředpjatého železobetonového průřezu.

Nejprve je nutné stanovit základní napětí σ_p^0 v předpínací výztuži:

$$\sigma_p^0 = \sigma_{p(t)} - \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{cp}$$

kde

$$\sigma_{p(t)} = \frac{P_{m\infty}^I}{A_p} = 1237,512 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek}}{A_{cr}} + \frac{M_{Ek}}{I_{cr}} \cdot e_{pr} = 0,712 \text{ MPa}$$

a tedy

$$\sigma_p^0 = 1233,428 \text{ MPa}$$

Ze základního napětí lze σ_p^0 lze dále určit základní předpínací sílu P_{∞}^0 :

$$P_{\infty}^0 = \sigma_p^0 \cdot A_p = 4835,037 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota předpínací síly $P_{d,\infty}$ je upravena součinitelem $\gamma_p = 1,0$:

$$P_{d,\infty} = \gamma_p \cdot P_{\infty}^0 = 4835,037 \text{ kN}$$

Pro další postup výpočtu je třeba stanovit tlakovou rezervu ve výztuži:

$$\Delta\sigma_p = f_{pd} - \sigma_p^0 = 157,877 \text{ MPa}$$

Z tlakové rezervy je spočítaná výslednice v předpínací výztuži:

$$\Delta F_p = \Delta\sigma_p \cdot A_p = 618,877 \text{ kN}$$

Následně jsou stanoveny parametry pracovního diagramu:

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 7,135 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{py} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} = 0,810 \text{ ‰}$$

Posléze je nutné určit vzdálenost neutrálné osy a tím i výšku tlačené části betonového průřezu.

Určení neutrálné osy

$$\text{Předpoklad: } N_{Ed} = N_{Rd} = F_{cc} - \Delta F_p \rightarrow F_{cc} = N_{Ed} + \Delta F_p$$

$$F_{cc} = 5469,924 \text{ kN}$$

$$A_{cc} = \frac{F_{cc}}{f_{cd}} = 0,260 \text{ m}^2$$

$$A_{cc} = b \cdot \lambda x \rightarrow \lambda x = \frac{A_{cc}}{b} = 0,260 \text{ m}$$

Poloha neutrálné osy:

$$x = \frac{A_{cc}}{\lambda x} = 0,326 \text{ m}$$

Je třeba ověřit předpoklad využití předpínací výztuže podmínkou pro poměrné přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_p = 10,205 \text{ ‰} > \varepsilon_{py} = 7,135 \text{ ‰} \quad \textbf{Výztuž je plně využita}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_{cc} = z_{2r} - \frac{\lambda x}{2} = 0,265 \text{ m}$$

$$z_p = e_{pr} = 0,292 \text{ m}$$

Posouzení

$$\text{Předpoklad: } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_p = 1627,955 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1627,955 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1277,223 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Z posudku je prokázáno, že konstrukce vyhoví na maximální ohybový moment v podélném směru. Předpínací výztuž nám zajistí dostatečnou únosnost s rezervou 22%. Z důvodu vysoké únosnosti průřezu by bylo možné snížit předpínací sílu, což by vedlo k následnému přepočtu celé konstrukce, posouzení na mezní stav použitelnosti a únosnosti.

Dle ohybové únosnosti není potřeba navrhovat v podélném směru přídatnou betonářskou výztuž na vykrytí maximálních ohybových momentů. Betonářská výztuž v podélném směru byla navržena jako konstrukční průměru 14 mm ukládaná po 250 mm.

9.2 Posouzení na ohyb v příčném směru y

V příčném směru je navržena betonářská výztuž s označením B500B. Maximální ohybový moment pro návrhovou kombinaci byl stanoven hodnotou $M_{Ed} = 317,340$ kNm. Základní návrhové charakteristiky byly spočítány v kapitole 5. Výpočet je realizovaný klasickou metodou železobetonu stanovení nutné plochy výztuže na průřezu o šířce 1 m.

Návrh krytí výztuže pro stupeň vlivu prostředí XD1 a životnosti konstrukce S6 byla upravena hodnota krytí na $c = 40$ mm.

Výpočet účinné výšky průřezu d vyplývá z návrhu krytí, návrhu průměru betonářské výztuže v podélném směru $\phi_{sl} = 14$ mm a předběžného návrhu průměru betonářské výztuže $\phi_{sl} = 16$ mm:

$$d = h - c - \phi_{sl} - \frac{\phi_{sl}}{2} = 800 - 40 - 14 - \frac{16}{2} = 736 \text{ mm} = 0,738 \text{ m}$$

Výpočet nutné plochy výztuže $A_{s,req}$:

$$A_{s,req} = b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 10,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Z tabulek hodnot byl určený návrh plochy a vzdálenosti jednotlivých prutů výztuže v průřezu šířky 1 m. Navržená plocha výztuže je $A_{s,prov} = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, což odpovídá návrhu výztuže průměru 16 mm ukládaných po 160 mm.

Poloha neutrálné osy je stanovena na základě podmínky rovnosti sil v tlačném betonu a ve výztuži, tedy $F_{cc} = F_{st}$:

$$x = \frac{A_s \cdot F_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = 0,033 \text{ m}$$

Stanovení ramene vnitřních sil pro výpočet ohybové únosnosti:

$$z_c = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,725 \text{ m}$$

Posouzení

Předpoklad: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 396,221 \text{ kNm}$$

$M_{Rd} = 396,221 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 317,340 \text{ kNm}$	VYHOVUJE
--	-----------------

Z posudku je prokázáno, že konstrukce vyhoví na maximální ohybový moment v příčném směru s rezervou únosnosti 19%. Betonářská výztuž průměru 16 mm ukládaná po 160 mm nám zajistí dostatečnou únosnost konstrukce.

Dalším krokem je stanovení konstrukčních zásad, kde navržená plocha výztuže by neměla být menší jak minimální plocha výztuže a zároveň větší jak maximální plocha výztuže.

9.2.1 Konstrukční zásady betonářské výztuže

Minimální plocha vyztužení:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 12,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 9,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Maximální plocha vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,032 \text{ m}^2$$

kde A_c je plocha betonového průřezu $b \cdot h$ [m^2]

Betonářská výztuž v příčném směru je navržena průměru 16 mm ukládaná po 160 mm
 $A_{s,prov} = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.

$$A_{s,min} = 12,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{s,prov} = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{s,max} = 0,032 \text{ m}^2 \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

9.3 Posouzení na smyk

Konstrukce je posuzována na smykovou únosnost v jednotlivých osminách rozpětí.

Hodnoty jednotlivých posouvajících sil jsou vyčísleny z programu SCIA Engineer. Zatížení od dopravy je umístěné tak, aby vytvořil nejnepríznivější účinek posouvající síly. Umístění zatížení pro maximální posouvající sílu je uvedeno v kapitole 3.3.7 Postavení zatížení dopravou pro maximální účinky vnitřních sil. Z charakteristických hodnot jsou pro všechny jednotlivé zatěžovací stavy vytvořeny návrhové hodnoty podle návrhové kombinace. Konkrétní hodnoty charakteristických i návrhových hodnot jsou podrobněji uvedeny v příloze P.2 Statický výpočet, kde jsou též uvedeny výpočty a posudky smykové únosnosti.

Protože v návrhu předpjaté konstrukce uvažujeme se zakřivenými kabely, projeví se vliv předpětí V_{pd} na výsledné návrhové hodnotě smykové síly V_{Ed} . Přínos předpínací síly se vypočítá ze vzorce:

$$V_{pd} = P_{d,\infty}^0 \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

kde $P_{d,\infty}^0$ je návrhová předpínací síla stanovená ze základního napětí
 α je úhel výslednice předpínací síly od horizontály v daném průřezu

Pro jednotlivé řezy jsou následně stanoveny návrhové hodnoty posouvajících sil, které vniknou odečítáním příspěvku předpínací síly V_{pd} od maximální posouvající síly V_{Fd} v daném řezu.

$$V_{Ed(x)} = V_{Fd} - V_{pd}$$

V krajním řezu s největší posouvající silou při postavení modelu zatížení LM1 do nejnepríznivější polohy působí návrhová smyková síla $V_{Ed,max} = 655,064$ kN.

V následující tabulce jsou přehledně uvedeny původní maximální hodnoty posouvající síly v jednotlivých řezech a dále jejich přepočet na nové návrhové hodnoty:

Tab. 9-1: Přepočet hodnot posouvajících sil

Místo x	V_{Fd} [kN]	α [°]	α [rad]	V_{Pd} [kN]	V_{Ed} [kN]
0	655,064	4,0	0,0698	338,099	316,966
1/8	480,436	3,0	0,0524	253,394	227,042
2/8	354,459	1,5	0,0262	126,610	227,849
3/8	215,700	0,5	0,0087	42,195	173,506
1/2	80,301	0,0	0,0000	0,000	80,301

Z tabulky je vidět, že maximální posouvající sílu z velké části přenesou předpínací výztuže vlivem zakřiveného kabelu.

Další krok výpočtu je zaměřen na určení vzniku trhlin v jednotlivých řezech konstrukce. Vychází se z podmínky, že napětí horních a spodních vláken by nemělo překročit hodnotu návrhové pevnosti betonu v tahu f_{ctd} , která se vypočte podle následujícího vztahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 1,467 \text{ MPa}$$

kde α_{ct} je součinitel vyjadřující nepříznivé obvykle dlouhodobé účinky zatížení ($\alpha_{ct} = 1,0$)
 $f_{ctk;0,05}$ je charakteristická pevnost betonu v tahu

Pokud napětí nepřekročí hodnotu návrhové pevnosti betonu v tahu f_{ctd} , počítá se únosnost $V_{Rd,c}$ na průřezu, ve kterém trhliny nevzniknou, podle následujícího stavu:

$$V_{Rd,c} = \frac{I_{c,r} \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_e \cdot \sigma_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

kde b_w šířka průřezu s ohledem vlivu oslabení kanálkami
 α_e je pro dodatečně předpjatý beton rovna 1,0

Pokud napětí překročí hodnotu návrhové pevnosti betonu v tahu f_{ctd} , počítá se únosnost $V_{Rd,c}$ na průřezu, ve kterém trhliny vzniknou, podle následujícího stavu:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

V dalším kroku výpočtu je stanovena a následně použita pro posouzení únosnost tlačené diagonály podle následujícího vztahu:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

kde

$$v = 0,6 \cdot \left(\frac{1 - f_{ck}}{250} \right)$$

Pro posudek s $V_{Rd,max}$ je použita maximální hodnota posouvající síly $V_{Ed,max}$.

Podrobný výpočet pro posouzení konstrukce na smykovou únosnost je přehledně uveden v příloze P.2 Statický výpočet. Po nahlédnutí do statického výpočtu je zřejmé, že konstrukce nevyžaduje návrh smykové výztuže. Smyková výztuž je tedy provedena podle konstrukčních zásad, které zahrnují stupeň vyztužení ρ_w a osovou vzdálenost spon S_{max} . Smyková výztuž je stanovena průměru 10 mm vzdálených 320 mm ocele B 500 B.

ZÁVĚR

Úkolem této bakalářské práce byl návrh mostu přes komunikaci silničního provozu. Byly vytvořeny dvě varianty návrhu. První variantou byl návrh nosné konstrukce řešen pomocí prefabrikovaných předpjatých trémových nosníků typu IST-21, které jsou spřaženy se železobetonovou deskou. Druhá varianta byla návrh předpjaté betonové mostní desky o jednom poli, která byla dále řešena statickým posudkem. Hlavním cílem bylo posoudit navrženou předpjatou betonovou konstrukci mostu na mezní stav použitelnosti a únosnosti.

Posudkem mezního stavu použitelnosti bylo prokázáno, že předpjatá konstrukce mostu vyhověla veškerým požadavkům na omezení napětí v betonu v tlaku i v tahu, omezení napětí v předpínací výztuži a v neposlední řadě na omezení trhlin. Bylo prokázáno, že návrh předpětí byl správný, tedy byla splněna podmínka stavu dekomprese pro častou kombinaci $-1,57$ MPa. Z této hodnoty vyplývá, že velikost předpínací síly by se mohla upravit snížením, což by vedlo pro nový přepočít konstrukce a posouzení na mezní stavy.

Při posouzení mezního stavu únosnosti, posouzením na ohyb v podélném směru x , konstrukce vyhověla bez návrhu dodatečné betonářské výztuže s rezervou únosnosti 22%, proto byla v podélném směru navržena konstrukční výztuž průměru 14 mm po 250 mm. Při posouzení na ohyb v příčném směru y byla navržena betonářská výztuž profilu 16 mm ukládaná po 160 mm, která vyhovuje s rezervou únosnosti 19%. Tato vysoká únosnost byla navržena z důvodu konstrukčních zásad pro minimální plochu výztuže. Při posouzení konstrukce na smyk prokázala dostatečnou únosnost i bez návrhu smykové výztuže, tedy smyková výztuž byla též navržena podle konstrukčních zásad průměru 10 mm.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. 103 s. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. Ř. C
- [2] ČSN 73 6242. *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikacích*. Praha: Český normalizační institut, 2010.
- [3] ČSN EN 1991-2. *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [4] NEČAS, Radim. *Zatížení mostů dle evropských norem (EN)*. Přednáška [online]. Dostupné z: <http://necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK 02 Zatizeni mostu EN.pdf>
- [5] ČSN EN 1992-1-1. *Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [6] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Symbol	význam	jednotka
A_c	plocha betonového průřezu	m
$A_{c,r}$	plocha oslabeného průřezu	m^2
A_{p1}	průřezová plocha jednoho předpínacího lana	m^2
A_p	celková průřezová plocha předpínací výztuže	m^2
$A_{p,req}$	nutná průřezová plocha předpínací výztuže	m^2
A_s	celková průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
$A_{s,req}$	nutná průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
$A_{s,max}$	maximální průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
b	šířka posuzovaného průřezu	m
b_d	šířka nosné konstrukce	m
$b_{r,i}$	roznášecí šířka	m
$b_{s,i}$	spolupůsobící šířka	m
$C_{min,dur}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím prostředí	mm
$C_{min,b}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím soudržnosti	mm
C_{nom}	nominální hodnota krytí výztuže	mm
C	překryv zatížení ze sousedních pruhů	m
d_1	vzdálenost výztuže od dolního povrchu	m
d	vzdálenost výztuže od horního povrchu	m
d_g	maximální frakce použitého kameniva	mm
$d_{r,i}$	roznášecí délka	m
E_{cm}	modul pružnosti betonu	GPa
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže	GPa
E_s	modul pružnosti betonářské výztuže	GPa
e_p	excentricita předpínací výztuže	m
$e_{p,r}$	excentricita předpínací výztuže v oslabeném průřezu	m

F_{cc}	výslednice sil v tlačeném betonu	kN
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku	MPa
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku	MPa
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tahu	MPa
f_{pd}	návrhová pevnost předpínací výztuže v tahu	MPa
f_{pk}	charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu	MPa
$f_{p0,1,k}$	charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu na mezi 0,1	MPa
f_{yd}	návrhová pevnost betonářské výztuže v tahu	MPa
f_{yk}	charakteristická pevnost betonářské výztuže v tahu	MPa
$G_{k,i}$	charakteristická hodnota stálého zatížení	kN
$g_{k,i}$	charakteristická hodnota rovnoměrného plošného zatížení	kN/m ²
h	výška průřezu	m
h_0	náhradní výška průřezu při výpočtu smršťování a dotvarování	m
I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu	m ⁴
$I_{c,r}$	moment setrvačnosti oslabeného betonového průřezu	m ⁴
k	součinitel nezamýšlených úhlových změn kabelu vmístě x	-
L	rozpětí mostu	m
$M_{Ed,i}$	návrhová hodnota maximálního ohybového momentu i-tej kombinace zatížení	kNm
$M_{Ek,i}$	charakteristická hodnota maximálního ohybového momentu i-tej kombinace zatížení	kNm
$M_{g,i}$	charakteristická hodnota ohybového momentu od i-tého stálého zatížení	kNm
M_{Rd}	návrhová únosnost v ohybu	kNm
m_{xD-}	maximální dimenzační ohybový moment při spodních vláknech ve směru podélném x na 1 m šířky	kNm/m
m_{yD-}	maximální dimenzační ohybový moment při spodních vláknech ve směru příčném y na 1 m šířky	kNm/m
P_{0d}	základní předpínací síla	kN
$P_{d,\infty}$	návrhová předpínací síla	kN
$P_{m,0}$	předpínací síla v čase t_0	kN

$P_{m,\infty}$	předpínací síla v čase t_∞	kN
$P_{m,0,prov}$	navržená předpínací síla	kN
$P_{m,0,req}$	nutná předpínací síla	kN
$Q_{i,k}$	charakteristická hodnota soustředěného zatížení od nápravy v pruhu i	kN
$q_{i,k}$	charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení od dopravy v pruhu	kN/m ²
t_0	čas po zakotvení předpínací výztuže	-
t_∞	čas na konci životnosti konstrukce	-
t_{cor}	čas korekce relaxací podržením napětí	-
u	obvod vystavený vysychání	
V_x	maximální hodnota posouvající síly ve směru podélném x	kN
$V_{Ed,i}$	návrhová posouvající síla ve směru i	kN
$V_{Rdc,i}$	únosnost prvku bez smykové výztuže	kN
W_c	průřezový modul betonového průřezu	m ³
$W_{c,r}$	průřezový modul oslabeného betonového průřezu	m ³
x	výška tlačené části betonu	m
z_1	vzdálenost od těžiště průřezu ke spodnímu okraji průřezu	m
z_2	vzdálenost od těžiště průřezu k hornímu okraji průřezu	m
$z_{1,2r}$	vzdálenost od těžiště průřezu k okrajům oslabeného průřezu	m
z_{cc}	rameno vnitřních sil výslednice tlačené oblasti betonu	m
z_s	rameno vnitřních sil výslednice tažené betonářské výztuže	m
α_{cc}	redukční součinitel betonu	-
α_x	součinitel zamýšlených úhlových změn kabelu pro místo x	rad
β_i	součinitel i-významu při výpočtu smršťování a dotvarování	-
γ_c	redukční součinitel betonu	-
γ_s	redukční součinitel oceli	-
ΔF_p	tlaková rezerva předpínací výztuže	kN
ΔM_{Ed}	změna hodnoty návrhového ohybového momentu	kNm
$\Delta \sigma_p$	tlaková rezerva v předpínací výztuži	MPa

$\Delta\sigma_{pi}$	změna i napětí ve výztuži	MPa
ε_c	poměrné přetvoření betonu	-
ε_s	poměrné přetvoření oceli	-
ε_p	poměrné přetvoření předpínací výztuže	-
λ	redukční součinitel	-
μ	součinitel tření mezi předpínací výztuží a kanálkami	-
ρ_l	stupeň vyztužení	-
σ_{c1}	napětí v dolních vláknech	MPa
σ_{c2}	napětí v horních vláknech	MPa
σ_{cp}	napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže	MPa
σ_{p0}	základní napětí	MPa
σ_p	napětí v předpínací výztuži	MPa
$\sigma_{p0,max}$	maximální napětí v předpínací výztuži při napínání	MPa
$\sigma_{p,max}$	maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení	MPa
ψ_i	součinitel i-té kombinace zatížení	-
ω	úhlová změna kabelu	rad
\emptyset	průměr betonářské výztuže	mm

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha P.1	Použité podklady, studie návrhu
Příloha P.2	Statický výpočet
Příloha P.3	Výkresová dokumentace